

Zawartość tomu I ekspertyzy

Ekspertyza - opis części budowlanej.

Załączniki do opisowej części budowlanej:

- 1 Wymiary niecki basenu i rozmieszczenia otworów badawczych.
- 2 Symulacja dopasowania basenu o prawidłowych wymiarach w istniejącą konstrukcję.
- 3 Dokumentacja zdjęciowa.
- 4.1 Wariant obliczeń ścianki basenu: gr. 20 cm, swobodny wspornik utwierdzony w dnie basenu.
- 4.2 Wariant obliczeń ścianki basenu: gr. 15 cm, wspornik utwierdzony w dnie basenu i dodatkowo podparty górą.
- 4.2 Wariant obliczeń ścianki basenu: sprawdzenie naprężeń w bloku prefabrykowanym BP, swobodnie podpartym.
- 5.1 Obliczenia więzara dachowego – próba odtworzenia obliczeń archiwalnych zgodnie z PN-80/B-03200.
- 5.2 Obliczenia więzara dachowego – wyniki obliczeń, próba odtworzenia obliczeń archiwalnych zgodnie z PN-90/B-03200 (po zmianie normy dot. obliczeń konstrukcji stalowych).
- 5.3a Obliczenia więzara dachowego – obliczenia zgodne z PN-90/B-03200 (w sytuacji po 2007 roku: zmniejszenie obciążeń stałych po remoncie dachu + nowe normatywne obciążenia od śniegu) – wyniki obliczeń dla wariantu z pełnym obciążeniem śniegiem.
- 5.3b Obliczenia więzara dachowego – obliczenia zgodne z PN-90/B-03200 (w sytuacji po 2007 roku: zmniejszenie obciążeń stałych po remoncie dachu + nowe normatywne obciążenia od śniegu) – wyniki obliczeń dla wariantu z 50% obciążeniem śniegiem.
- 5.4 Obliczenia więzara dachowego jak w p. 5.3a – lecz zgodnie z PN-EN-1991-1-3
- 6 Wyniki wrywkowych badań sklerometrycznych.

Część rysunkowa – inwentaryzacja budowlana obiektu.

01	Rzut piwnic	1:100
02	Rzut przyziemia	1:100
03	Rzut I piętra	1:100
04	Rzut konstrukcji dachu nad basenem	1:100
05	Przekrój poprzeczny	1:100
06	Inwentaryzacja więzara kratowego W/1	1:20

Ekspertyza techniczna – opis części budowlanej

budynku pływalni w Szkole Podstawowej nr10 z Oddziałami Integracyjnymi im.
Olimpijczyków Polskich w Suwałkach przy ul. Antoniewicza 10

1. Dane ogólne.

1.1. Przedmiot, cel i zakres opracowania.

Ekspertyza techniczna ma ocenę stanu technicznego głównych elementów konstrukcyjnych: niecki basenu, podbasenia i budynku pływalni Szkole Podstawowej nr 10 z Oddziałami Integracyjnymi im. Olimpijczyków Polskich w Suwałkach. Ma być ona materiałem wyjściowym do opracowania dokumentacji technicznej kompletnej przebudowy i remontu istniejącego basenu wraz z zapleczem sanitarno-szatniowym i technicznym.

Zakres merytoryczny ekspertyzy:

- 1.1.1. Inwentaryzacja stanu istniejącego wraz z dokumentacją fotograficzną.
- 1.1.2. Przegląd techniczny budynku pływalni z uwzględnieniem elementów konstrukcji nośnej niecki, podbasenia, konstrukcji stalowej dachu.
- 1.1.3. Ocenę stanu technicznego elementów konstrukcji wraz z wykonaniem niezbędnych odkrywek, pomiarów, obliczeń.
- 1.1.4. Ocena stanu technicznego i wydajności funkcjonującej wentylacji mechanicznej.
- 1.1.5. Ocena energetyczna budynku pływalni w świetle obowiązujących przepisów, w szczególności ocena stolarki okiennej i drzwiowej.
- 1.1.6. Określenie zakresu i technologii koniecznych prac naprawczych oraz wariantowych możliwości modernizacji pływalni z zapleczem.
- 1.1.7. Wnioski i zalecenia dotyczące możliwości dalszej eksploatacji budynku.
- 1.1.8. Szacunkowa wycena proponowanych napraw oraz wariantów modernizacji.

1.2. Podstawa opracowania.

Zlecenie Miasta Suwałki: Umowa nr I/8/2020 z dnia 10.12.2020 r.

1.3. Wykorzystana archiwalna dokumentacja techniczna (wg kolejności powstawania).

Dokumentacja dotycząca budynku zachowała się szczątkowo, generalnie są to opinie techniczne i opracowania projektowe powstałe w okresie eksploatacji budynku, praktycznie nie zachowała się dokumentacja projektowa z okresu jego budowy.

- 1.3.1. „Zeszyt nr 17 projektu konstrukcyjnego części rekreacyjno-sportowej SP nr 10 w Suwałkach, autor. Inż. Jerzy Gnatowski, (jedyne zachowane fragmenty projektu technicznego z 1989 roku – dotyczy on szczegółów zamocowań stężeń konstrukcji stalowej stropodachu w ścianach budynku),
- 1.3.2. Orzeczenie o stanie technicznym zespołu obiektów należących do pływalni przy SP nr 10 w Suwałkach, autor: mgr inż. Lucyna Huryn, sierpień 2004 r.
- 1.3.3. Projekt Budowlany „Modernizacja niecki basenu” autor: mgr inż. Ryszard Cyuńczyk, kwiecień 2005 r.
- 1.3.4. „Ocena stanu technicznego niecki basenu w zakresie możliwości dalszego użytkowania”, autor inż. Mirosław Sierociuk, 18.08.2006 r.
- 1.3.5. Projekt Budowlany „Przebudowa wentylacji mechanicznej nawiewno-wywiewnej w pomieszczeniach pomocniczych, auli i hali sportowej” autor: mgr inż. Danuta Piszczatowska, kwiecień 2004 r.
- 1.3.6. Projekt Budowlany „Przebudowa stacji uzdatniania wody pod potrzeby technologii basenowej” autor: mgr inż Danuta Piszczatowska, kwiecień 2004 r.
- 1.3.7. Projekt architektoniczno-elektryczny „Remont części sportowej SP nr 10 ...) autorzy: mgr. inż arch Andrzej Horodyński, Wiesław Baluta rok 2008.

1.4. Inne wykorzystane materiały.

Polskie normy i przepisy budowlane.

2. Charakterystyka obiektu.

Szkoła Podstawowa nr10 z Oddziałami Integracyjnymi im. Olimpijczyków Polskich w Suwałkach znajduje się przy ul. Jerzego Antoniewicza 10. Budynek szkoły powstawał kolejnymi etapami w pierwszej połowie lat dziewięćdziesiąt XX wieku na podstawie projektu technicznego z roku 1989 r. - sądząc po jedynym zachowanym zeszycie tej dokumentacji. Sama część sportowa powstawała po części dydaktycznej, a uruchomiona ok. 1995 roku pływalnia była ostatnim wybudowanym fragmentem kompleksu szkoły.

Budynek szkoły powstawał przy wykorzystaniu elementów uprzemysłowionymi opracowanych specjalnie dla budynków oświatowych: prefabrykowanych elementów szkieletu, prefabrykowanych kanałowych ścian typu wielki blok, prefabrykowanych wzmocnionych stropowych płyt kanałowych typu „cz”, panwiowych płyt dachowych, kratowych wiązarów stalowych. Elementy uprzemysłowione konstrukcji uzupełniane były tradycyjnymi elementami murowanymi oraz wylewkami monolitycznymi. Przeważającą część kompleksu szkoły zaprojektowano na wysokość kondygnacji netto równą 3,30 m (brutto 3,60 m), gdyż mniej więcej w tym okresie zmieniono wymagania dla wysokości pomieszczeń budynków oświatowych podwyższając je o 0,10 m.

Cały kompleks szkolny jest dość rozbudowany i złożony, a część zajęta przez pływalnię stanowi stosunkowo niewielki fragment całości. Część budynku zajęta przez pływalnię jest w całości podpiwniczona, częściowo parterowa (basen wraz bezpośrednim otoczeniem), częściowo piętrowa, gdyż nad trybunami basenu znajduje się dodatkowe piętro z salami szkolnymi, niezwiązanymi z basenem. Wielkość samego konstrukcyjnego szkieletu pomieszczenia pływalni można w przybliżeniu podać posługując się osiami modułarnymi. W poziomie parteru długość pomieszczenia pływalni to $5 \times 6,0 = 30,0$ m a szerokość obiektu to $18,0 + 6,0 = 24,0$ m. W przestrzeni tej mieści się basen z trybunami, natomiast inne pomieszczenia w poziomie parteru funkcjonalnie związane z pływalnią (szatnie i sanitariaty, pomieszczenia ratowników, pomieszczenie kierownika, pomieszczenia socjalne obsługi) znajdują się w przyległej wielokondygnacyjnej sportowej części budynku, mieszczącej również inne sale szkolne i pomieszczenia pomocnicze.

W poziomie podpiwniczenia szerokość pomieszczenia technicznego jest większa, gdyż przestrzeń pod trybunami pływalni łączy się z przestrzenią pod trybunami sąsiedniej sali sportowej oraz przestrzenią dzielącego je korytarza, przeprowadzonego w poziomie korony trybun. Takie powiększone pomieszczenie techniczne obsługuje jednak nie tylko pływalnię, znajdują się tam też np. urządzenia wentylacji mechanicznej obsługujące inne części szkoły m.in. sąsiadującą ww. salę sportową. Duża część znajdujących się tam, a pochodzących z okresu budowy szkoły urządzeń wentylacyjnych jest już nieczynna i kwalifikuje się do usunięcia. Znajdują się tam też urządzenia wentylacyjne nowsze, powstałe w wyniku późniejszej modernizacji, oczywiście są tam także urządzenia związane z technologią wody basenowej.

Część budynku mieszcząca pływalnię jest wydzielonym osobnym konstrukcyjnie segmentem z całego kompleksu szkolnego: od strony zachodniej dylatacja oddziela szczytową ścianę pływalni od części dydaktycznej, a od strony wschodniej analogiczna dylatacja od wielokondygnacyjnej części sportowej. Nie jest jasne, czy szkielet konstrukcyjny części mieszczącej pływalnię jest oddylatowany od sąsiadującej od strony północnej sali sportowej. W sekcji korytarza pomiędzy pływalnią a salą sportową, konsekwentnie na wszystkich kondygnacjach, poprzeczne rygle korytarza mają kształt trapezowych wsporników (będących jednocześnie przewieszonymi na słupach końców podciągów) stykających się w osi korytarzy, co sugeruje, że intencją projektanta budynku mogło być umieszczenie dylatacji w poziomach stropów, przebiegających na poszczególnych kondygnacjach w osi korytarzy. Nie udało się tam jednak zaobserwować charakterystycznych dla dylatacji zarysowań, nie ma tam też elementów maskujących ew. dylatacje – bardzo prawdopodobne jest, że ostatecznie te dylatacje nie powstały na etapie realizacji budynku. Istniejące ww. dylatacje przy ścianach szczytowych

umieszczone są pomiędzy ścianami o konstrukcyjnych grubościach 42 cm. W miejscach, w których grubości takich podwójnych ścian udało się zmierzyć w naturze, w stanie wykończonym mają one grubości 88-92 cm. Ściany te są częściowo murowane, częściowo wypełnione prefabrykowanymi ściennymi blokami kanałowymi. Ściany konstrukcyjnie związane z segmentem zawierającym pływalnię usztywnione są pionowymi rdzeniami monolitycznymi rozstawionymi co ok. 6,0 m oraz poziomymi, przenikającymi się z rdzeniami monolitycznymi ryglami.

Konstrukcja segmentu pływalni opiera się też na siatce słupów prefabrykowanych o przekrojach 60x40 cm, a od poziomu korony trybun część słupów zmienia przekrój na 40x40cm. Na słupach opierają się żelbetowe rygle usytuowane prostopadle do osi basenu, a w części parterowej mieszczącej nieckę pływalni także dachowe stalowe wiązary kratowe o rozpiętościach modułarnych 18,0 m. Na ryglach żelbetowych opierają się prefabrykowane płyty kanałowe o rozpiętościach modułarnych 6,0 m i gr. 24 cm, na stalowych wiązarach kratowych płyty panwiowe o rozpiętościach modułarnych 6,0 m i wysokościach 30 cm. Stropodach nad pływalnią zaprojektowano i wykonano jako tzw. stropodach pełny. Od strony wewnętrznej do stropodachu podwieszona była stalowa konstrukcja podsufitki, usunięta w trakcie eksploatacji obiektu, prawdopodobnie ok. roku 2007. Samą nieckę basenu zaprojektowano w technologii monolitycznej, dotyczy to zarówno samego basenu, jaki i związanych z niecką basenu fragmentów stropów monolitycznych nad podbaseniem. (tzw. „plaży”). Partie tych stropów opierają się na wspornikowych częściach basenu, mieszczących koryta przelewowe. Samo dno basenu oparte jest na gruncie.

W trakcie eksploatacji obiektu ujawniały się kolejne jego słabe strony. Problemem okazały się zarówno rozwiązania projektowe, jak i zła jakość wykonawstwa. Budynek wykonano ze znacznymi odchyłkami w pionie i poziomie, a modułarna siatka osi jest prostokątną jedynie z nazwy. Sama niecka basenu w planie jest nieforemnym czworokątem, każdy jej wewnętrzny wymiar w planie jest zbyt mały, a jej ściany mają zmienną grubość. Jej wewnętrzne wymiary dyskwalifikują ją jako obiekt przeznaczony do rozgrywania zawodów sportowych. Problemy eksploatacyjne związane bezpośrednio z niecką to ujawniające się przecieki oraz odpadanie płytek ceramicznych, szczególnie po spuszczeniu wody basenu.

Dużym problem okazała się nieskuteczna wentylacja oraz związane z tym faktem zawilgocenie przestrzeni nad podsufitką. Wiązało się to z nadmierną korozją stalowej konstrukcji stropodachu, dotyczyło to również zbrojenia panwi dachowych oraz elementów stalowych samej wentylacji. Niedostateczna termoizolacja stropodachu przyczyniała się nie tylko do wykraplania się wilgoci, ale także do nadmiernych termicznych odkształceń żelbetowej konstrukcji stropodachu i związanych z tym zarysowań widocznych w górnych częściach zewnętrznych ścian pływalni. Inne ciągłe problemy związane były z technologią wody basenowej, głównie z utrzymaniem jej w odpowiedniej czystości. Dodatkowo procesy technologiczne związane z płukaniem filtrów powodowały krótkotrwałe, ale systematyczne zalewanie całego piwnic wraz z korytarzem (w tym podziemnego kanału z ułożonymi tam kablami elektrycznymi), gdyż spuszczana woda nie mieściła się w odpowiednim kanale.

Od momentu budowy obiekt przechodził kolejne remonty i modernizacje. Wg informacji Zamawiającego stropodach nad niecką został wyremontowany w roku 2007. Wymieniono warstwy dachowe na lżejsze, zwiększając jednocześnie termoizolację stropodachu. Usunięta została stalowa podsufitka, a elementy stalowe konstrukcji zostały oczyszczone i pomalowane, co powstrzymało ich korozję. Wykonana została nowa wentylacja mechaniczna pomieszczenia pływalni. Prawdopodobnie w zbliżonym czasie została wymieniona zewnętrzna stolarka okienna pomieszczenia pływalni. W latach 2016/2017 miała miejsce termomodernizacja całego budynku szkolnego. Ściany zewnętrzne pływalni zostały ocieplone płytami z wełny mineralnej gr. 14 cm. Pomimo, że w całej szkole wymieniono stolarkę okienną, w pomieszczeniu pływalni pozostawiono stolarkę z poprzedniego okresu, ale nie spełniającą zmienionych już wymagań termoizolacyjności.

W załączniku nr 3, będącym dokumentacją fotograficzną, zamieszczono fotografie

obrazujące pomieszczenie pływalni wraz z otoczeniem i wspólnym pomieszczeniem technicznym oraz wybrane szczegóły, najbardziej istotne dla niniejszego opracowania.

3. Elementy konstrukcji – opis i ocena techniczna.

3.1. Basen pływacki.

3.1.1. Opis ogólny, znane problemy użytkowe i technologiczne.

Basen pływacki umieszczono na pierwszym miejscu ekspertyzy, gdyż jest najbardziej problematycznym elementem całego obiektu. Konstrukcja basenu nie jest elementem wydzielonym z szkieletu nośnego budynku, gdyż łączy się z nim za pośrednictwem partii jednoprzęsłowych monolitycznych stropów tworzących tzw. „plażę” wokół basenu. Nośność tych stropów analizowana jest osobno w p. 3.4.2.

Jednym z istotnych problemów związanych z basenem jest jego nieregularny kształt jego planu w formie nieforemnego czworokąta. Jego długość w poziomie górnych krawędzi zmienia się w granicach 24,63- 24,82 m, a szerokość 12,32-12,38 m. Głębokości basenu to 0,98-0,99 m w płytszej części usytuowanej przy ścianie nawrotowej i 1,71-1,73 m w najgłębszej części przy ścianie startowej.

Wymiary basenu, a w szczególności niedostateczna jego długość i nierówne długości torów dyskwalifikują go jako obiekt umożliwiający organizowanie zawodów sportowych, choć prawdopodobnie do m.in. takich celów był projektowany. Zawody różnej rangi były na nim i tak organizowane, jednak brak homologacji PZP uniemożliwiał np. uznawanie ewentualnych rekordów pływackich. Inne problemy związane z użytkowaniem basenu to niedostateczna jego szerokość, uniemożliwiająca zamontowanie lin basenowych przy krawędziach ścian podłużnych, stwarza to znacząco gorsze warunki do pływania na torach skrajnych. Ściany nawrotowe i startowe nie były podwyższone ponad lustro wody, co uniemożliwia trenowanie i wykonywanie prawidłowych nawrotów pływackich. Drabinki zejściowe nie były zaprojektowane w odpowiednich wnękach i wchodziły w przestrzeń basenu, utrudniając pływanie na skrajnych torach. Inne utrudnienia w użytkowaniu basenu wiązały się z systemem wymiany wody w basenie. Świeża woda dostarczana była poprzez otwory w ścianie nawrotowej, powodowało to wyraźnie wyczuwalne poziome prądy wody, dodatkowo nierównomierne na różnych torach. Dalszą konsekwencją takiego stanu rzeczy była konieczność wyłączania obiegu wody w trakcie zawodów sportowych.

Basen wykończony był płytkami ceramicznymi, przyklejanymi do cementowych warstw wyrównawczy o znacznych grubościach. Nasiąkanie tych warstw wodą przyczyniało się do odpadania płytek, w szczególności w okresach, gdy woda z basenu była spuszczana. Możliwe przyczyny to ujemne ciśnienie wody wysączającej się z nawodnionych warstw wykończeniowych i skurcz warstw wyrównawczych przy ich wysychaniu.

Inne problemy eksploatacyjne basenu to niedostateczna jego szczelność, uwidoczniająca się na zewnętrznych powierzchniach ścian basenu oraz monolitycznych koryt przelewowych wokół basenu. Wykonane odwierty warstw basenu, wykazały, że warstwa styropianowa w dnie, pomimo faktu, że znajduje się poza dość solidną izolacją przeciwwodną typu ciężkiego, jest w 100% nasączona wodą. Zawilgocone są też pionowe kanały prefabrykowanych bloków obudowujących basen.

W trakcie eksploatacji basenu zmagano się z trudnościami związanymi z zapewnieniem odpowiedniej czystości wody, skutki podejmowanych w przeszłości różnych działań naprawczych to wyłączenie z technologii zbiornika wyrównawczego usytuowanego w podpiwniczeniu oraz posadzkowej wnęki w korytarzu służącej do płukania stóp przed wejściem na tzw. „plażę” wokół basenu.

Pozostałe problemy eksploatacyjne np. zła wentylacja, zalewanie piwnic wodą

z filtrów dotyczą w większym stopniu innych części pływalni i zostały omówione w innych częściach niniejszego opracowania.

3.1.2. Dodatkowe badania niecki basenu oraz wynikające z nich wnioski.

Wobec braku archiwalnej dokumentacji budowlanej budowa niecki basenowej od dłuższego czasu popadła w praktyczne zapomnienie. Wiadomo było jedynie, że konstrukcja jest monolityczna, a dno basenu oparte jest na gruncie. W 2005 roku powstał projekt budowlany (p.1.3.3), który był próbą określenia zakresu modernizacji basenu, pozwalającą uzyskać jego prawidłowe wymiary. Projektant założył usunięcie wszystkich wykończeniowych warstw wewnętrznych i wykonanie nowych warstw z użyciem paneli renowacyjnych. Projekt ten zakładał m.in. też podwyższenie istniejących posadzek wokół basenu o nowe warstwy posadzkowe. Okazuje się, że na potrzeby projektu przyjęto błędne założenia wyjściowe. W projekcie przyjęto, że ściany basenu mają zmienną grubość równą 59,5-73,0 cm, na które składa się 28 cm wewnętrznych warstw wykończeniowych wraz z ścianką dociskową oraz 31,5-45,0 cm monolitycznej ściany konstrukcyjnej usytuowanej na zewnątrz niecki. O tym, że ww. założenia są błędne przekonano się, dokonując własnych pomiarów oraz wykonując na potrzeby niniejszej ekspertyzy przewiertów poprzez ściany i dno basenu wraz z pobraniem próbek warstw, o czym dokładniej w dalszej części opisu.

Przewierty wykonano wiertnicą o średnicy 110 mm, ogółem udokumentowano cztery przewierty ścian powyżej dna basenu, jeden przewiert ściany poniżej dna basenu (fot. 31) oraz dwa przewierty wykonane w dnie basenu (fot. 32). Dodatkowy przewiert dotyczy stropu monolitycznego pomiędzy basenem a trybunami (fot. 33).

Wyniki pomiarów basenu, usytuowanie otworów badawczych oraz struktury warstw w poszczególnych otworach zamieszczono na graficznym załączniku nr 1.

Na podstawie dwóch przewiertów nr 2 i nr 7 wykonanych w dnie basenu ustalono grubości warstw konstrukcyjnych i wykończeniowych dna. Warstwy wykończeniowe dna to płytki ceramiczne, kolejne wyrównawcze warstwy z zaprawy cementowej, płytka dociskowa z betonu zbrojonego przeciwskurczowo oraz izolacja przeciwwodna typu ciężkiego z warstw papy układanej na lepiku asfaltowym. Grubości izolacji w miejscach odwiertów to 3,0 cm i 3,5 cm. Poniżej znajduje się jeszcze kolejna warstwa dociskowa z zaprawy cementowej ułożona na płytach styropianowych o grubości 4,0 cm i 5,0 cm, przyklejonych do konstrukcyjne płyty dennej za pośrednictwem lepiku asfaltowego. Łączne grubości warstw wykończeniowych to ok. 22,2 cm i 26,7 cm. Niezależnie od różnic w warstwach wykończenia istotne są tu grubości warstwy konstrukcyjnej dna. W obu otworach nr 2 i nr 7 są to grubości dość zbliżone: odpowiednio 20,0 cm i 18,2 cm. Ponieważ układanie betonu na dnie jest zazwyczaj łatwiejsze niż szalowanie i betonowanie ścian, można przyjąć, że intencją projektanta mogło być zaprojektowanie płyty dennej o grubości 20 cm. Stawia to pytanie o właściwą grubość ścian w stosunku znacznie zróżnicowanych grubości istniejących, gdyż ze względów statycznych grubości konstrukcyjne dna i ścian powinny być ze sobą zbliżone. Przyjmując pracę ścian jako płyty wspornikowo utwierdzonej w dnie uzyskuje się największe wartości momentów zginających w miejscu ich połączenia, momenty te są jednakowe tam dla przekrojów dna, jak i ściany.

W otworze nr 7 przewiert dna uwidocznił położenie w przekroju żelbetowym obu siatek zbrojeniowych wykonanych z prętów gładkich o średnicy $\varnothing 12$. Niestety, obie siatki usytuowane są zbyt nisko. Pręty siatki dolnej prawie leżą na papie oddzielającej dno niecki od betonu podkładowego. Co gorsza, pręty siatki górnej znajdują się znacznie poniżej połowy wysokości przekroju. Wykonane otwory znajdują się dość blisko krawędzi basenu, przy których właściwe ułożone zbrojenie górne jest ewidentnie potrzebne ze względów statycznych. Jest to kolejna oznaka wyjątkowej

niefrasobliwości wykonawców i nadzoru. Najistotniejszy jest tu fakt, że nie można mieć w związku z tym pewności, czy monolityczne ściany basenu są utwierdzone w dnie sposób właściwy. Można przypuszczać, że ściana monolityczna nie pracuje jak czysty wspornik, a jej statyka uratowana jest poprzez opieranie się w górnej części ściany na brzegu tarczy stropów monolitycznych. Możliwe jest też, że jej nośność jest zapewniona, gdyż przynajmniej część obciążeń poziomych od parcia przejmują zewnętrzne bloki piwniczne, również przekazujące obciążenia na szkielet nośny budynku, o czym w szczególności w dalszej części opisu.

Na podstawie przewiertów wykonanych w ścianach okazało się dość niespodziewanie, że basen wykonany jest dość hybrydowej technologii monolityczno-prefabrykowanej, a grubości poszczególnych warstw są mocno zróżnicowane w różnych miejscach basenu. Łączne grubości ścian w poszczególnych otworach 60,5-69,0 cm.

Pomijając grubości zewnętrznego tynku w granicach 1-2 cm zewnętrzną warstwę basenu tworzą prefabrykowane bloki piwniczne BP systemu wielkoblokowego typu „cegła żerańska” wg KB1-31.3.1.(2)-71, wysokości katalogowe bloków wynoszą 228 cm, grubości katalogowe to 24 cm. Bloki te są ustawione prawdopodobnie na ławie monolitycznej wykonanej poniżej betonowej posadzki piwnic.

Zastosowanie bloków piwnicznych w konstrukcji niecki wywołuje pytania o intencje projektanta. Z jednej strony bloki stanowią tzw. szalunek tracony ułatwiający wykonanie monolitycznych części basenu, choć ostatecznie ich stosowanie w tej roli nie jest przecież koniecznością. Pionowe kanały w ścianach ułatwiają też spływ do gruntu ewentualnych przecieków przez głębiej położone warstwy basenu, co powoduje, że ewentualne niewielkie przecieki nie ujawniają się zbyt na zewnętrznych powierzchniach ścian w poziomie piwnic. Zawilgocone i odpadające tynki występują na zewnątrz jedynie w dolnych częściach ścian, może to jednak także mieć związek z okresowym zalewaniem posadzki piwnic przez wodę spuszczaną z filtrów.

Ściana z bloków podpira ewidentnie przewieszane przez nią monolityczne koryta przelewowe oraz otaczające nieckę basenu partie stropów monolitycznych, przenosząc na ławę fundamentową odpowiednie obciążenia pionowe. Ponieważ zarówno monolityczne partie stropów, jak i przelewowych koryt łączą się z monolitycznymi ścianami basenu można sobie wyobrazić konstrukcję bez stosowania dodatkowej prefabrykowanej ściany. Potrzeba zastosowania dodatkowej ściany wynika m.in. z konieczności przeniesienia poziomych obciążeń od parcia spoczynkowego gruntu pod dnem basenu. Dno basenu wykonane jest na gruncie, głębokości basenu są generalnie mniejsze od wysokości kondygnacji piwnicznej, szczególnie w pobliżu ściany nawrotowej. Ciężar dna i wody ponad nim oraz ciężar samego gruntu pod dnem powodują powstanie poziomego parcia spoczynkowego w gruncie, do którego przeniesienia okazuje się potrzebna dodatkowa konstrukcja. Oznacza to, że bloki piwniczne mają za zadanie przenieść również siły poziome. Pełnią rolę pionowo ustawionych płyt swobodnie opartych dołem o ławę fundamentową i ewentualnie o tarczę z betonowej posadzki, górą przenoszą obciążenia na monolityczne tarcze stropów wokół basenu, a za ich pośrednictwem na inne elementy szkieletu konstrukcyjnego budynku.

Dokonując przeglądu ścian od zewnątrz łatwo zauważyć, niedostatecznie otulone betonem, korodujące pionowe pręty zbrojenia ze stali żebrowanej (fot. 35). Pręty takie nie są zazwyczaj stosowane w blokach BP, w typowych prefabrykach katalogowych występują jedynie wkładki zbrojeniowe z prętów gładkich, służące jako uchwyty transportowe oraz umożliwiające bezpieczne wyciągnięcie świeżo wyprodukowanych prefabrykatów z form. Dla typowych zastosowań w ścianach piwnic, bloki spełniają swoją rolę przy przyjęciu ich przekroju konstrukcyjnego jako czysto betonowego. Obecność dodatkowych prętów może świadczyć, że bloki te

dozbrojono indywidualnie i że projektant zakładał, że bloki muszą być w sposób pewny zdolne do przeniesienia parcia poziomego. Jeśli przyjąć, że ściany prefabrykowane są w stanie przejść parcie od gruntu poniżej dna, prawdopodobnie są też w stanie przejść również parcie poziome od wody. Można przyjąć, że obecność ścian prefabrykowanych w konstrukcji basenu stanowi dodatkową ochronę, która może zabezpieczać obiekt przed ewentualnymi błędami wykonawczymi, popełnionymi we właściwej, monolitycznej konstrukcyjnej części basenu. Generalnie połączenie konstrukcji basenu z konstrukcją budynku powoduje, że schematy statyczne stają się nieoczywiste, a konstrukcja nie pracuje w sposób czysty.

Z pomiarów wynika, że rzeczywiste grubości bloków odbiegają od katalogowych i wahają się w granicach 23,5-27,0 cm. Różnice grubości występują nawet w tym samym prefabrykacie, o czym świadczą wyniki z otworów nr 3 i nr 5 wykonanych w tej samej płaszczyźnie pionowej. Da się zauważyć, że w konstrukcji ścian stosowano nagminnie bloki o szerokości zestawczej 120 cm. Niestety, bloki piwniczne nie zostały ustawione dostatecznie precyzyjnie na planie prostokąta, co w połączeniu z kolejnymi problemami wykonawczymi przyczyniło się do powstania basenu o niewłaściwych wymiarach.

Monolityczna ściana nośna oddzielona jest od bloków BP przekładką z przyklejonych lepikiem płyt styropianowych generalnie grubości 5 cm, choć nawiercono również płytę grubości 4 cm. Drastycznie zmienne są grubości konstrukcyjne ściany nośnej: w różnych otworach występują grubości 12,0 cm, 16,5 cm, 18,3 cm, 23,5 cm. Znaczne rozbieżności w wynikach oraz fakt, że zmierzone grubości konstrukcji ścian znacząco niekiedy odbiegają od opisanych wyżej grubości konstrukcyjnej części płyty dennej dają podstawę do wyciągnięcia wniosku, że niezależnie od jakości projektu budowlanego konstrukcji, wykonany obiekt nie spełnia założeń projektowych.

W otworze nr 8, który był częściowo rozkuty, zainwentaryzowano pręty $\varnothing 12$ ze stali gładkiej siatki wewnętrznej ściany (fot. 34). Zmierzono rozstaw prętów pionowych (20 cm), są to główne pręty nośne przenoszące obciążenia, gdy założymy, że ściana pracuje jako wspornik utwierdzony w dnie basenu. Przy okazji zauważono, że pręty te są w siatce wewnętrznej usytuowane są nieprawidłowo w wewnętrznej warstwie siatki, podczas gdy prawdopodobny poziomy pręt rozdzielnicy (również $\varnothing 12$ ze stali gładkiej) usytuowany był bliżej zewnętrznej powierzchni przekroju betonu (a bliżej wnętrza basenu).

Izolacja przeciwwodna ścian typu ciężkiego z warstw papy na lepiku ma grubości w granicach od 1,5 do 3,0 cm i jest ułożona bezpośrednio na warstwie konstrukcyjnej. Izolacja zawiera jedną warstwę papy z wkładką aluminiową. Na izolacji wykonano betonową ściankę dociskową zbrojoną przeciwskurczowo siatką z prętów $\varnothing 4$. Ścianka ta, konsekwentnie w stosunku do innych warstw basenu, również ma mocno zróżnicowane grubości. W poszczególnych otworach jej grubości zmieniają się od 4,0 cm do 9,0 cm. Na ściance wykonano kolejne wyrównawcze z zaprawy cementowej, na której ostatecznie przyklejono płytki ceramiczne glazurowane. Sumując grubości wszystkie warstw wykończenia od izolacji przeciwwodnej do płytek otrzymamy w różnych otworach ściennych łączne grubości wykończenia 15,0 cm, 15,0 cm, 10,8 cm, 19,0 cm. Oznacza to, że wewnętrzne powierzchnie konstrukcyjnej warstwy ściennej znajdują się dużo bliżej wnętrza basenu niż 28,0 cm, założone w projekcie modernizacji wg p. 1.3.3. Oznacza też to, że próba uzyskania prawidłowych wymiarów basenu, w oparciu o ww. projekt modernizacji skazana jest na niepowodzenie.

Na potrzeby niniejszej ekspertyzy wykonano graficzną symulację dopasowania ewentualnej nowej niecki o prawidłowych wymiarach w istniejącej konstrukcji basenu, obrazuje to graficzny załącznik nr 2. Założono, że użytkowe

wymiary nowej niecki w planie wynosić będą 2503x1250 cm, a grubości nowych warstw wykończenia, po usunięciu warstw istniejących, wyniosą w sumie min. 15 cm. Okazuje się, że obrysie istniejących monolitycznych ścian nośnych nie mieści się nawet prawidłowy obrys wnętrza nowej niecki. W przypadku przyjęcia grubości warstw wykończenia jw. okazuje się, że kolizje nowych warstw, z nową konstrukcją wystąpią na całym obwodzie niecki basenu w granicach 7-15 cm. Idąc za ciosem dalej, można hipotetycznie założyć rozbiórkę istniejącej ściany nośnej oraz wykonanie nowej, również o grubości 15 cm. Z rysunku wynika jednak, że takim przypadku wystąpią istotne kolizje nowych ścian monolitycznych ze ścianami wykonanymi z prefabrykowanych bloków piwnicznych BP. Nie od rzeczy jest tu dodać, że rozbiórka ścian monolitycznych basenu oznaczałaby jednocześnie rozbiórkę koryt przelewowych oraz monolitycznych partii stropów wokół niecki basenu. Z powyższej analizy wynika, że wszelkie sensowne próby modernizacji niecki basenowej oznaczają jednocześnie konieczność jego rozbiórki łącznie z najbliższym otoczeniem.

3.1.3. Symulacje obliczeniowe ścian basenu.

Na potrzeby niniejszej ekspertyzy wykonano drobne i bardzo uproszczone symulacje obliczeniowe dla ścian, przyjmując jedynie bardzo wycinkowe dane wynikające z wykonanych odkrywek, zamieszczono je w osobnych załącznikach. Założone obliczeniowe modele obliczeniowe to obciążone trójkątnym parciem wody fragmenty ścian przy najgłębszej części basenu i przy założeniach:

- załącznik nr 4.1 - monolityczna ściana gr. 20 cm – czysty wspornik utwierdzony w dnie oraz bez podparcia górą (oddzielony od konstrukcji budynku, prawdopodobny model przyjęty w projekcie technicznym),
- załącznik nr 4.2 - monolityczna ściana gr. 15 cm – utwierdzona w dnie, lecz dodatkowo swobodnie podparta na poziomie dołu koryta przelewowego,
- załącznik nr 4.3 - dodatkowo sprawdzono naprężenia w bloku piwnicznym PB, swobodnie podpartym na dolne i górnej podporze, gdyby musiał przenieść obciążenie od 100% parcia wody w basenie (np. w wyniku niedostatecznej nośności ścian monolitycznych basenu).

Wnioski z przeprowadzonych obliczeń:

- 3.1.3.1.** Model przyjęty w załączniku nr 4.1 jest najbardziej prawdopodobnie zbliżony do modelu przyjętego na etapie projektowania basenu. Przyjęcie ścian o grubości 20 cm tj. o grubości równej grubości dna, prawdopodobnego zbrojenia wynikającego z odkrywek oraz schematu statycznego niezależnego od konstrukcji budynku zapewnia nośność ściany z właściwym zapasem. Z symulacji obliczeniowej wynika przekroczenie stanu zarysowania betonu w pobliżu dna, co może świadczyć zarówno o błędzie projektowym, jak i o niedokładnym odwzorowaniu założeń projektowych. Niezależnie od tego, sam model ma znaczenie jedynie teoretyczne, gdyż grubość ścian w różnych miejscach niekorzystnie i drastycznie odbiegają od założonej grubości, dodatkowo złe ułożenie zbrojenia w dnie basenu nie zapewnia możliwości przyjęcia pełnego utwierdzenia.
- 3.1.3.2.** Model przyjęty w załączniku 4.2 jest próbą uzasadnienia faktu, że pomimo ewidentnych ww. błędów wykonawczych przez lata eksploatacji basenu nie doszło do poważnej awarii konstrukcyjnej. W modelu tym, przyjęto przeniesienie części obciążeń na tarcze monolitycznych stropów, a dalej na szkielet nośny budynku. Pomimo, że istnienie pewnej górnej podpory nie jest do końca oczywiste, taki model daje szansę przetrwać konstrukcji ściany, nawet przy jej znaczącym pocienieniu i braku możliwości pełnego utwierdzenia w dnie.
- 3.1.3.3.** Model przyjęty w załączniku nr 4.3 to próba przeniesienia wszystkich obciążeń poziomych na prefabrykowaną część ściany basenu, w przypadku, gdyby

konstrukcja ścian monolitycznych okazała się niewystarczającą. Okazuje się, że nawet przyjęcie betonowego przekroju ściany prefabrykowanej może uzasadnić, że ściana ta jest zdolna do przeniesienia wszystkich obciążeń poziomych, o ile poziom dołu koryta monolitycznego zostanie potraktowany jako dodatkowa podpora ściany, zdolna do przeniesienia obciążeń poziomych. Naprężenia w takiej ścianie będą wówczas mniejsze od normatywnych obliczeniowych wartości betonu na rozciąganie, przyjętych dla betonu klasy C16/20. Dodatkowo, przyjęcie obciążenia pionowego od reakcji stropów obciążających ściany prefabrykowane zmniejszyłoby naprężenia rozciągające, jednocześnie zwiększając bezpieczeństwo.

3.1.3.4. Konstrukcja nie pracuje w sposób czysty, prawdopodobnie najbardziej zbliżony do rzeczywistości obraz pracy jej to hybryda, wynikająca z połączenia wszystkich ww. modeli oraz sprężyste działającej podpory górnej.

W wyniku bardzo szczątkowych pozyskanych informacji ww. modele nie dowodzą jednak, że konstrukcja może pracować bezawaryjnie dalsze lata eksploatacji. Wartość przeprowadzonych obliczeń to jedynie próba uzasadnienia braku katastrofy budowlanej, pomimo ewidentnego rozminięcia się założeń projektowych z rażąco niską jakością wykonawstwa.

3.2. Płyty stropodachu nad pływalnią.

Zaprojektowano i wykonano stropodach pełny oparty na żelbetowych płytach prefabrykowanych, w formie panwi zamkniętych, o modularnych rozpiętościach 6,0 m. Z dużym prawdopodobieństwem zidentyfikowano je jako elementy o wymiarach 597x149x30 cm, wg KB1-31.6.3.(13)-80. Są to generalnie płyty projektowane dla dźwigarów stalowych. Katalogowa masa prefabrykatów wynosi 1280 kg. Płyty te były projektowane na charakterystyczne obciążenia całkowite (zawierające ciężary własne prefabrykatów) na 3 warianty obciążeń: 290 kG/m², 330 kG/m², 390 kG/m². Z uwagi na strefę śniegową oraz możliwość obciążenia stropodachu workami śnieżnym, ze sporą pewnością można domniemywać zastosowanie płyt o nośnościach 390 kG/m². Hipotetyczne obciążenia stałe uwzględniane w projekcie technicznym budynku mogłyby mieć postać:

Tabela 1.1			
Płyty dachowe - pochylenie 5° - obciążenia stałe na rzut poziomy [kN/m ²]			
Obciążenie	Char.	γ _f	Obl.
Płyty dachowe (c. wł.): 12,8/(6,0*1,5)=	1,42	1,10	1,56
Beton w spoinach podłużnych: (0,01+0,05)/2*0,30*24,0/1,5=	0,14	1,20	0,17
Beton w spoinach poprz.: (0,13+0,17)/2*0,30*24,0/6,0=	0,29	1,20	0,35
Pokrycie z 3 warstw papy:	0,15	1,20	0,18
Szlichta cementowa gr 4 cm: 0,04x21,00=	0,84	1,30	1,09
Styropian 12 cm:	0,01	1,20	0,01
Obciążenie technologiczne, stężenia, podsufitka:	0,15	1,20	0,18
Razem obciążenia stałe: kN/m ²	3,00	1,18	3,54

a obciążenia zmienne mogłyby przedstawiać się jn.:

Tabela 1.2			
Połączenie dachu - pochylenie 5° - obciążenia zmienne na rzut poziomy (archiw.) [kN/m ²]			
Obciążenie	Char.	γ _f	Obl.
Śnieg : 0,80x1,10=	0,88	1,30	1,14
Śnieg worek (max) L=7,5 m: (2,5-0,8)x1,10=	1,87	1,30	2,43

Powyższe obciążenia określono na podstawie norm obciążeń obligatoryjnie obowiązujących w latach osiemdziesiątych XX wieku. Łączne obciążenia charakterystyczne obciążające żelbetowe panwie dachowe wynosiłoby bez uwzględnienia worka śnieżnego

$3,00-0,29+0,88=3,59 \text{ kN/m}^2 < 3,90 \text{ kN/m}^2$, a przy uwzględnieniu worka śnieżnego $3,59+1,87=5,46 \text{ kN/m}^2 > 3,90 \text{ kN/m}^2$.

Może to oznaczać, że już na etapie projektu mogły być problemy z doбором nośności prefabrykatów do normowych obciążeń charakterystycznych. Można się domyślać, że na potrzebę doboru prefabrykatów żelbetowych projektant wykorzystał furtkę, którą umożliwiał załącznik Z1-4 do normy „PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem”. Zamieszczono tam dość kontrowersyjny wyjątek pozwalający nie uwzględniać obciążenia workami śnieżnymi dla typowych żelbetowych pokryć dachowych o ciężarze własnym powyżej $1,5 \text{ kN/m}^2$.

Nie od rzeczy jest w tym miejscu dodać, że prawdopodobnie realne obciążenia stałe stropodachu były w istotny sposób większe od założonych. Z relacji wykonawcy usuwającego stare warstwy dachowe w trakcie modernizacji stropodachu wynika, że grubość szlichty cementowej wynosiła w granicach 8-10 cm. Na dach realnie mogło działać dodatkowe obciążenie o charakterystycznej wartości $(0,09-0,04) \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$. Nawet bez uwzględniania worków śnieżnych miałoby miejsce istotne przekroczenie nośności płyt dachowych: $3,00-0,29+0,88+1,05=4,64 \text{ kN/m}^2 > 3,90 \text{ kN/m}^2$.

Po roku 2006 zbiegły się dwa istotne fakty, które w istotny sposób wpływają na ocenę nośności stropodachu pływalni.

- w 2006 roku po katastrofie hali w Katowicach w bardzo istotny sposób zmieniono normatywne charakterystyczne wartości obciążeń od śniegu, dodatkowo współczynnik obciążeń został zmieniony z 1,3 na 1,5
- przeprowadzona została modernizacja stropodachu, której skutkiem była znacząca redukcja obciążeń stałych, nowy układ warstw stropodachu jest wciąż aktualny.

Aktualne obciążenia stałe:

Tabela 2.1			
Płyty dachowe - pochylenie 5° - obciążenia stałe na rzut poziomy [kN/m^2]			
Obciążenie	Char.	γ_f	Obl.
Płyty dachowe (c. wł.): $12,8/(6,0 \times 1,5) =$	1,42	1,10	1,56
Beton w spoinach podłużnych: $(0,01+0,05)/2 \times 0,30 \times 24,0/1,5 =$	0,14	1,20	0,17
Beton w spoinach poprz.: $(0,13+0,17)/2 \times 0,30 \times 24,0/6,0 =$	0,29	1,20	0,35
Pokrycie z papy termozgrzewalnej:	0,15	1,20	0,18
Wełna mineralna (system „złoty dach” Isover) gr. 20 cm:	0,20	1,20	0,24
Obciążenie technologiczne i stężenia:	0,05	1,20	0,06
Razem obciążenia stałe: kN/m^2	2,25	1,14	2,56

Aktualne obciążenia zmienne od śniegu (określone na podstawie PN-80/B-02010/Az1:2006):

Tabela 2.2			
Połać dachu - pochylenie 5° - obciążenia zmienne na rzut poziomy (archiw.) [kN/m^2]			
Obciążenie	Char.	γ_f	Obl.
Śnieg : $0,80 \times 1,60 =$	1,28	1,50	1,92
Śnieg worek (max) $L=7,0 \text{ m}$: $(2,5-0,8) \times 1,60 =$	2,72	1,50	4,08

Ograniczając analizę jedynie do porównania charakterystycznych wartości obciążeń z nośnością prefabrykatu oraz w dalszym ciągu wykorzystując ww. furtkę umożliwiającą nie uwzględniania obciążeń od worków śnieżnych otrzymamy:

$$2,25-0,29+1,28 \times (1,5/1,3) = 3,44 \text{ kN/m}^2 < 3,90 \text{ kN/m}^2$$

Do powyższego wzoru dla obciążeń śniegiem wprowadzono dodatkowy współczynnik $1,5/1,3$, który uwzględnia dodatkowy wzrost współczynnika obciążeń γ_f , w stosunku do poprzedniej wersji normy śniegowej, co urealnia analizę stanu granicznego nośności płyt. Znacznie gorzej będzie wyglądała sytuacja, gdy obciążenie śniegiem przyjmujemy na podstawie normy europejskiej PN-EN 1991-1-3: 2003 z późniejszymi poprawkami. Określa się tam jeszcze większe obciążenia od worków śnieżnych, a dodatkowo nie przewiduje się

tam możliwości ich nie uwzględniania.

Aktualne obciążenia zmienne od śniegu (określone na podstawie PN-EN-1991-1-3):

Połacie dachu - pochylenie 5° - obciążenia zmienne na rzut poziomy (archiw.) [kN/m ²]			
Obciążenie	Char.	γ_f	Obl.
Śnieg : $0,80 \times 1,60 =$	1,28	1,50	1,92
Śnieg worek (max) $L=7,0$ m: $(4,37-0,8) \times 1,60 =$	5,71	1,50	8,57

W takim wypadku dla fragmentów stropodachu usytuowanych w sąsiedztwie wyżej położonych połaci dachowych mogą wystąpić drastyczne przekroczenia obciążeń charakterystycznych:

$$2,25-0,29+(1,28+5,71) \times (1,5/1,3) = 9,99 \text{ kN/m}^2 \gg 3,90 \text{ kN/m}^2.$$

Oznacza to, że z punktu widzenia nośności prefabrykowanych płyt dachowych stropodach nie ma odpowiedniej rezerwy nośności, a stałe monitorowanie i sukcesywne odśnieżanie dachu jest koniecznością. W szczególności należy położyć nacisk na niedopuszczaniu do tworzenia się na dachu zasp śnieżnych.

3.3. Kratowe więzary stalowe o rozpiętościach modułarnych $L_M=18,0$ m.

3.3.1. Założenia i schematy obliczeniowe.

Żelbetowa konstrukcja stropodachu wg p. 3.2 opiera się ponad niecką basenu na czterech kratowych więzarach stalowych o rozpiętości 18,0 m, oraz na ściankach szczytowych o prawdopodobnych projektowych grubościach konstrukcyjnych 42 cm. Konstrukcja stalowa stropodachu uwidoczniła jest na fotografiach 1-3 i 24-30 w załączniku nr 3.

Z powodu braku dokumentacji archiwalnej geometrię więzarów przyjęto na podstawie pomiarów z natury. Wyniki inwentaryzacji więzara zawiera rys. 06, stanowi on podstawę do przyjęcia geometrii i ciężaru własnego wygenerowanych modeli obliczeniowych. Wiązary mają rozstaw konstrukcyjny 6,0 m i są prawidłowo stężone. Węzły pasów dolnych i górnych usytuowane w osi dolnych i górnych pasów więzarów łączą kratowe stężenie pionowe, przebiegają one przez całą długość pływalni, a skrajne przęsła tych stężeń zakotwione są w ścianach szczytowych. Stężenia połaciowe typu „X” o modułarnych wymiarach 4,5x6,0 m występujące w poziomie górnych pasów więzarów zaprojektowano nadmiarowo: pojawiają się nie tylko w sekcjach skrajnych, ale na całej płaszczyźnie stropodachu. Skrajne węzły pasów dolnych zostały pomiędzy sobą oraz ścianami szczytowymi połączone dodatkowymi tężnikami.

Przyjęto dodatkowe założenia do obliczeń sprawdzających nośność więzara:

- stal elementów więzara przyjęto klasy St3S (R235),
- obciążenia górnego pasa, wynikające z przemnożonych przez 6,0 wartości zawartych w tabelach 1.1, 1.2, 2.1, 2.2, 3 zamieniono na obciążenia skupione przyłożone dokładnie w punktach węzłowych górnego pasa, co najprawdopodobniej oddaje metodę stosowaną przez projektanta; widoczne na rysunku więzara rzeczywiste przesunięcia osi żeber płyt dachowych w stosunku do punktów węzłowych górnego pasa pominięto, z uwagi na możliwość przeniesienia obciążeń przez żebra poprzeczne płyt dachowych.
- przyjęto, że punkty węzłowe ściskanego górnego pasa więzara nie mają możliwości przemieszczenia się prostopadle do płaszczyzny kratownicy, gdyż są odpowiednio powiązane z tarczą stropodachu, przesłanką do takiego założenia jest fakt, że przekroje dolnego i górnego pasa są jednakowe, prawdopodobne jest więc, że projektant uwzględnił czyste ściskanie/rozciąganie, a wpływ współczynników wyboczeniowych na nośność górnego pasa musiał być nieznaczny
- do obliczeń więzarów uwzględniono obciążenia od worków śnieżnych,

- długości worków śnieżnych przyjęto 7,5 m licząc od uskoku przy sąsiednich, wyższych połaciach (praktycznie od osi podpory górnej).

Obliczenia statyczne wykonano dla w kilku wariantach:

- dla wyobrażonych założeń projektowych w oparciu o obowiązującą wówczas normę PN-80/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie;
- dla założeń jw. lecz w oparciu o zmienioną normę PN-90/B-03200;
- dla zmienionych obciążeń stałych i zmiennych po roku 2007, w dalszym ciągu w oparciu o normę PN-90/B-03200;
- w oparciu o normę europejską PN-EN 1991-1-3: 2003 z późniejszymi poprawkami.

Dla obliczeń będących próbą odtworzenia obliczeń projektowych w oparciu o normę PN-80/B-03200 przyjęto przegubowe połączenia odcinków pasów w punktach węzłowych, dla pozostałych obliczeń przyjęto pasy dolny i górny sztywne na całych długościach.

Dla obliczeń wg PN-80/B-03200 i PN-90/B-03200 siły przekrojowe wyznaczono programem RM-Win v. 11.88, ciężar własny więzara był generowany przez program obliczeniowy. Dodatkowe obliczenie w oparciu o normy europejskie wykonano programem Autodesk Robot Structural Analysis 2011.

Z względu na znaczną objętość części obliczeniowej obliczeń zamieszczono ją w osobnych załącznikach, dodatkowo ograniczających ilość zamieszczonych informacji do niezbędnego minimum. Obliczenia wg PN-80/B-03200 dla wybranych fragmentów kratownicy wykonano ręcznie, co też prawdopodobnie odpowiadało sytuacji historycznej.

Obliczenia wszystkich prętów kratownicy wg PN-90/B-03200 były wykonywane automatycznie zgodnie z możliwościami programu RM-Win v. 11.88, podobnie też w przypadku obliczeń wykonanych programem Robot.

Schematy więzarów, obciążenia i wyniki dla różnych wariantów obliczeń zawierają załączniki nr 5.1, 5.2, 5.3a, 5.3b, 5.4.

3.3.2. Wnioski z wyników obliczeń.

3.3.2.1. Próba odtworzenia obliczeń archiwalnych z projektu technicznego, w oparciu o PN-80/B-03200 – skrócone obliczenia w załączniku 5.1.

W obliczeniu uwzględniono siły skupione wynikające z założeń przyjętych w tabelach 1.1 i 1.2 oraz wygenerowany automatycznie ciężar własny więzara. Ręczne obliczenia wykazały, że przekroje więzara generalnie spełniały warunki statyczne wynikające z ww. normy. W obliczenia nie uwzględniono nadmiernej w rzeczywistości grubości wylewki cementowej (8-10 cm zamiast założonych 4 cm), co w oczywisty sposób powodowało przekroczenie stanu granicznego nośności dla sytuacji z pełnym normatywnym obciążeniem śniegiem.

3.3.2.2. Obliczenia przy założeniach jw. lecz w oparciu o zmienioną normę PN-90/B-03200 – skrócone obliczenia w załączniku 5.2.

W 1990 roku tj. już po zaprojektowaniu kompleksu szkoły, a jeszcze w trakcie realizacji inwestycji wprowadzono do obligatoryjnego stosowania normę PN-90/B-03200 zastępującą dawną normę PN-80/B-03200. Nowa norma wprowadziła istotne zmiany obliczeniowe i znacznie zwiększyła wymagania dla konstrukcji stalowych. Normy obciążeń w tym czasie nie zostały zmienione. Wg automatycznych obliczeń wykonanych przez program występują istotne, nawet kilkudziesięcioprocentowe przekroczenia nośności ściskanych elementów kratownicy, przede wszystkim słupków z kątowników walcowanych.

Powodów takiego stanu rzeczy można dopatrywać się w:

- zmianie długości obliczeniowych prętów przy wybojeniach z płaszczyzny

kratownicy: stara norma przewidywała redukcję długości wyboczeniowych o 20%, w nowej normie tej warunek został wycofany,
- zamiast jednej krzywej wyboczeniowej dla kształowników wprowadzono kilka, najmniej korzystną krzywą okazała się krzywa dla kształowników otwartych z jedną osią symetrii.

Aktualnie ta sytuacja obliczeniowa, z przyjęciem dawnych obciążeń stałych stropodachu, ma już tylko znaczenie historyczne, obrazuje jednak jak bezpieczeństwo konstrukcji wiąże się ze zmianą wymagań obliczeniowych.

3.3.2.3. Obliczenia w oparciu o normę PN-90/B-03200, ale obciążenia uwzględniające zmienioną sytuację po 2007 r. – obciążenia oraz zrzut wyników z programu RM-Win w załączniku 5.3a (pełne obciążenie śniegiem) oraz 5.3b (obciążenie podstawowe śniegiem zredukowane o połowę, pominięto ew. obciążenia od worka śnieżnego).

W 2007 roku wykonano remont stropodachu, co wiąże się ze znacznym ograniczeniem rzeczywistych obciążeń stałych. Prawie jednocześnie, bo w roku 2006 wprowadzono aneks do „PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem”, znacznie zwiększający obciążenie śniegiem, o czym wspomniano w p. 3.1. Obciążenia skupione działające na więzary wyznaczono w oparciu o tabele nr 2.1 i 2.2. Globalne obciążenia więzara zostały nieco zmniejszone w stosunku do założeń opisanych w p. 3.2.2.2, lecz w stopniu daleko niewystarczającym. Przyjęcie pełnych obciążeń więzara wraz z workiem śnieżnym doprowadza do przekroczenia stanu granicznego nośności, przede wszystkim dużej części ściskanych słupków więzara, a przekroczenia sięgają do nawet ok. 34%. Łatwo sprawdzić, że aby uzyskać spełnienie stanu granicznego nośności dla wszystkich prętów kratownicy w świetle wymagań ww. normy z obciążeń należy usunąć obciążenie od worka śnieżnego, a dodatkowo zredukować podstawowe, równomierne obciążenie śniegiem o min. 50%. Przyjęcie wymogów normy PN-90/B-03200 oznacza więc konieczność sukcesywnego odśnieżania dachu, tak aby podstawowe obciążenie śniegiem nie przekroczyło nigdy połowy normatywnej wartości, a worki śnieżne nie miały szansy wystąpić. Takie wymagania są bardziej restrykcyjne, niż wymagania dla płyt żelbetowych stropodachu, opisane w p. 3.1. (tam wymogi sprowadzały się jedynie do nie dopuszczenia do powstawania worków śnieżnych).

Innym sposobem zabezpieczenia konstrukcji stalowej jest jej wzmocnienie przez dospawanie do wybranych prętów blach lub kształowników stalowych, tworząc w potrzebnych miejscach przekroje hybrydowe. Prace takie wymagałyby odpowiedniego zabezpieczenia więzarów, np. poprzez ich tymczasowe podparcie.

3.3.2.4. Obliczenia statyczne w oparciu o PN-EN 1993-1:2006/AC:2009 Eurocode 3: Design of steel structures, za pośrednictwem programu Autodesk Robot Structural Analysis 2011.

W obliczeniach uwzględniono obciążenie śniegiem w oparciu o PN-EN-1991-1-3 – skrót obliczeń zamieszczono w załączniku 5.4. Podobnie jak w poprzednich przypadkach przyjęto model kratownicy z przesuwą podporą niższą.

W obliczeniach uwzględniono obciążenia skupione wynikające z tabel 2.1 i 3 oraz ciężar własny więzara automatycznie wygenerowany przez program. Dodatkowe obliczenie wykonano w celu weryfikacji wniosków z obliczeń opisanych w p. 3.3.2.3. Pomimo, że norma PN-EN-1991-1-3 wymaga przyjęcia znacząco większego obciążenia od worków śnieżnych, obliczenia wykonane w

oparciu o Eurocode 3 okazały się nieco bardziej liberalne dla elementów konstrukcji więzara, w szczególności najbardziej zagrożonych słupków ściskanych. Niezależnie od tego wykazała też jednak nieco większe wyciężenie, przekraczające dopuszczalne wartości dla części odcinków ściskanego pasa górnego. Wynika to m.in. z pewnych uproszczeń obliczeniowych stosowanych w programie Robot.

W związku z nieco mniejszymi przekroczeniami stanu granicznego nośności niż w punkcie poprzednim, wnioski z p. 3.3.2.3 można uznać za miarodajne dla zapewnienia bezpieczeństwa słupków ściskanych, natomiast z p. 3.3.2.4. dla fragmentów pasa górnego.

3.4. Elementy stropu.

3.4.1. Prefabrykowane płyty stropowe.

Rozpoznanie elementów stropów w czynnym budynku szkoły wobec braku jakichkolwiek danych archiwalnych przekracza możliwości autorów analiza i jednocześnie nie służy specjalnie celom ekspertyzy. Można stwierdzić, że najczęściej stosowaną długością modułową płyt jest $L_M=6,0$ m. Biorąc pod uwagę rok wykonania, lata budowy oraz oświetlową funkcję budynku szkoły możliwe jest, że stosowano powszechnie wykorzystywane płyty stropowe kanałowe wzmocnione z kanałami o przekrojach 19,4 cm (tzw. płyty „szkolne”) – wg KB1-31.5.1(9)-72. Są to płyty o długościach 596 cm, wysokościach 24 cm, oraz szerokościach 89 cm, 119 cm, 149 cm, dopuszczalne obciążenia zewnętrzne tych płyt to $8,0 \text{ kN/m}^2$ oraz $11,0 \text{ kN/m}^2$ (jedynie dla płyt o szerokościach 89 cm).

Z uwagi na fakt, że znaczna część budynku szkoły opiera się na prefabrykowanym szkielecie żelbetowym jeszcze bardziej prawdopodobna jest możliwość, że stosowano płyty otworowe „Żerań” wg KB1-31.5.1.(4)-82 o analogicznych szerokościach i wysokościach konstrukcyjnych, lecz o długościach 582 cm, przystosowane do opierania się na podciągach o szerokościach min. 30 cm. Asortyment produkcji tych płyt uwzględniał płyty przysłupowe, standardowo produkowane były z wycięciami 25×17 cm w narożach, umożliwiało to bezkolizyjne przeprowadzanie przez stropy żelbetowych słupów szkieletu nośnego. Płyty te produkowane były dla dwóch wariantach zewnętrznych obciążeń charakterystycznych: $5,0 \text{ kN/m}^2$ oraz $7,5 \text{ kN/m}^2$. Praktycznie te nośności wynosiły $5,0+1,0=6,0 \text{ kN/m}^2$ oraz $7,5+1,0=8,5 \text{ kN/m}^2$, gdyż dodatkowo można było przyjąć obciążenie od warstw posadzkowych o ciężarze $1,0 \text{ kN/m}^2$. Minimalna szerokość oparcia dla ww. płyt to 6 cm dla oparcia na podciągach oraz 10 cm dla oparcia na murach z wieńcami.

Mając ograniczone możliwości sprawdzenia stropów, w niniejszym opracowaniu ograniczono się jedynie do ich wizualnej oceny. Płyty kanałowe zastosowano m.in. w konstrukcji trybun, pływalni i sali sportowej, w obszarze korytarza pomiędzy obiema salami, w pomieszczeniu magazynu sprzętu portowego (dodatkowe pomieszczenie oparte na szkielecie stalowym wykonane w obszarze podpiwniczenia), w pomieszczeniach kondygnacji powyżej pomieszczenia pływalni i sali sportowej, w wielofunkcyjnej części budynku mieszczącej m.in. szatnie oraz inne pomieszczenia funkcjonalnie związane z pływalnią. Można stwierdzić, że generalnie nie zaważono, nadmiernych ugięć oraz zarysowań świadczących o nadmiernym przeciążeniu płyt. Rysy podłużne w poszczególnych partiach stropów, związane z kliszowaniem prefabrykatów, występują dość umiarkowanie.

Pewien niepokój może budzić, że lokalnie zmierzone całkowite grubości stropów ze wszystkimi warstwami wykończenia osiągają grubości 32-34 cm. Może to oznaczać, że przynajmniej lokalnie warstwy posadzkowe są zbyt grube w stosunku do

wartości, które mogły być przyjęte w projekcie. Pomiary wysokości wykazują, że w wielu miejscach dolne powierzchnie stropów znacząco odbiegają od płaszczyzny poziomej, wynika to też z niedokładności montażu szkieletu żelbetowego oraz ścian.

Istotną sprawą w przypadku stropów jest fakt, że lokalnie zostały one nadmiernie uszkodzone przez instalacyjne przebiecia, szczególnie te wykonane już w trakcie eksploatacji budynku, przez przeprowadzenia kanałów wentylacyjnych. Wykonane wg pierwotnego projektu szkoły elementy wentylacji przewidywały kanały o stosunkowo niewielkich przekrojach, uszkadzające elementy stropowe w sposób umiarkowany (prawdopodobnie uzgodnione zostało to z projektantem konstrukcji). Ponieważ zaprojektowana wentylacja okazała się nieskuteczna, zaprojektowano i wykonano nowe urządzenia wentylacyjne. W trakcie ich montażu wykonano lokalnie w stropach nowe otwory o znacznie większych wymiarach, nie wykonując jednocześnie potrzebnych wzmocnień uszkodzonych prefabrykatów. Przykładem mogą być przebiecia stropów w obszarze trybun w celu przeprowadzenia pionowych kanałów wentylacji, dotyczy to trybun pływalni oraz trybun sąsiedniej sali sportowej. Pomimo upływu min. kilkunastu lat od postania uszkodzeń i bezawaryjnej jak dotąd eksploatacji ww. elementów, konieczność wzmocnienia lub dodatkowego podparcia uszkodzonych prefabrykatów wydaje się być zarówno niezbędna jak i pilna.

3.4.2. Elementy monolityczne stropów.

Poza oczywistymi wylewkami monolitycznymi wysokości 24 cm uzupełniającymi partie prefabrykowanych stropów oraz monolitycznymi fragmentami związanymi ze schodami z punktu widzenia niniejszego opracowania najbardziej istotne są monolityczne partie stropu bezpośrednio otaczające nieckę. Są to płyty jednokierunkowo zbrojone, z jednej strony oparte na wsporniku zawierającym kanały odpływowe, przewieszonym przez zewnętrzną ścianę basenu z bloków piwnicznych. Druga krawędź monolitycznej płyty opiera się w trzech przypadkach na ścianach piwnic usytuowanych wokół przestrzeni podbasenia, a w jednym przypadku jest podwieszona do związanych z płytą nadciągów - ciągu monolitycznych belek o rozpiętościach $L_M=6,0$ m, pomiędzy prefabrykowanymi słupami nośnymi usytuowanymi w osi konstrukcyjnej najbliższej ścianie basenu. Na podstawie wykonanej otworu nr 4 (patrz p.) konstrukcyjną wysokość płyt określono na 12 cm. Łączna grubość stropu w miejscu przewierci łącznie z izolacją przeciwwodną (15) oraz cementowymi warstwami posadzkowymi z płytkami ceramicznymi (w sumie ok 80 mm) wynosi 215 mm. Główne pręty siatki dolnej mają średnicę $\varnothing 8$ mm i są żebrowane (prawdopodobnie stal 34GS). Rozpiętości płyt w świetle podpór są zróżnicowane dla różnych fragmentów płyt: największe wartości do 166 cm osiągają dla płyty plaży podwieszanej do ciągu belek monolitycznych.

Obciążenia 1 m szerokości stropu:

Tabela 4.1			
Żelbetowy strop wokół basenu - stałe [kN/m ²]			
Obciążenie	Char.	γ_f	Obl.
Płyta monolityczna gr. 12 cm (c. wł.): 0,12x25,0=	3,00	1,10	3,30
Izolacja przeciwwodna z pap 15 mm:	0,25	1,20	0,30
Warstwy posadzkowe cementowe z płytkami ceramicznymi na kleju: 80 mm	1,68	1,30	2,18
Razem: kN/m ²	4,93	1,17	5,78
Żelbetowy strop wokół basenu - zmienne [kN/m ²]			
Obciążenie użytkowe	5,00	1,30	6,00

Obliczenia sprawdzające nośność dla uproszczonego modelu jednoprzęsłowej płyty swobodnie podpartej wykonano posługując się odpowiednim modułem z programu Konstruktor.

Przyjęto beton C16/20 (d. B20), stal A-III, $h=12$ cm, $h_0=10$ cm. Obliczenia wykonano dla dwóch wariantów obliczeniowej rozpiętości płyty:

- $L=1,75$ m - przy założeniu, że płyta opiera się na krawędzi koryta, które jest odpowiednio zbrojonym wspornikiem związanym z konstrukcją niecki,
 $L=2,40$ m – przy założeniu, że koryto nie spełnia roli wspornika, a oparcie płyty przedłużonej o szerokość koryta ma miejsce na krawędzi bloków piwnicznych BP. W pierwszym wariantcie obliczeniowa wartość momentu zginającego wyniesie $M_{\max}=4,68$ kNm, wymagany przekrój zbrojenia z uwagi na nośność $F=1,75$ cm², program przyjmuje 2,0 cm² tj. $\varnothing 8$ co 25 cm.

W drugim wariantcie obliczeniowa wartość momentu zginającego wyniesie $M_{\max}=8,83$ kNm, wymagany przekrój zbrojenia z uwagi na nośność $F=2,75$ cm², program przyjmuje 3,5 cm² tj. $\varnothing 8$ co 14,3 cm.

W obu przypadkach zostaje zachowana maksymalna szerokość rozwarcia rys $a<0,3$ mm.

Z uwagi na wymogi normowe zaprojektowanego rozstawu prętów siatki dolnej dla płyty gr. 12 cm można spodziewać nie większego niż $12,0 \times 1,2 = 14,4 \approx 14$ cm, co spełnia wymogi wynikające z ww. obliczeń.

W świetle powyższych szacunków obliczeniowych, można przyjąć, że same monolityczne płyty stropowe wokół basenu spełniają aktualne wymagania statyczne. Nie posiadają jednak one odpowiednich rezerw nośności, które pozwalałyby na dociążenie je dodatkowymi warstwami posadzkowymi, a taki scenariusz przewidywał m.in. projekt budowlany wg p. 1.3.3.

Osobny problem wiąże się z ww. wspomnianym ciągiem belek monolitycznych (nadciągów), do którego podwieszona jest płyta monolityczna, bezpośrednio sąsiadująca z trybunami. Przęsła belek o rozpiętościach modułowych 6,0 m oparte są na słupach prefabrykowanych piwnic i prawdopodobnie tworzą belkę ciągłą. Projektowany przekrój przęsła belki wynosi zapewne 50x30 cm, choć widoczne są dość znaczne odchyłki wymiarowe. Ponieważ murowana przestrzeń nad belką monolityczną okazała się zbyt niska, górne części przęsła belek na etapie wykonawstwa budynku zostały uszkodzone. Przepuszczono tam kanały wentylacyjne o stosunkowo niewielkich przekrojach, obniżyły ona jednak realnie wysokości konstrukcyjne belek lokalnie z 50 cm do ok. 40 cm, odpowiednio je oczywiście osłabiając. Trudno powiedzieć, choć raczej jest wątpliwe, czy takie rozwiązania były uzgadniane na etapie projektowania z projektantem konstrukcji budynku.

W trakcie przeprowadzonej w późniejszych latach eksploatacji modernizacji wentylacji obsługującej pomieszczenie pływalni przeprowadzono przez ww. belki kanały wentylacyjne o znacznie większych przekrojach i uszkodzenia belek stały się bardziej radykalne. Zniszczone zostały lokalnie, w miejscach dość przypadkowych, belki monolityczne na wysokości ok. 30 cm od ich górnych powierzchni, co oznacza, że z 50 cm projektowanych wysokości belek pozostało realnie 20 cm. Można przyjąć, że istotne elementy konstrukcyjne zostały zniszczone, a ich dalsza eksploatacja wymaga wykonania stalowej konstrukcji wsporczej, podpierającej uszkodzone belki.

3.5. Elementy żelbetowego szkieletu nośnego.

Części budynku poza salami sportowymi mają generalnie układ słupowo-ryglowy w wersji prefabrykowanej. Teoretyczna siatka podstawowa osi słupów ma rozstaw $6,0 \times 6,0$ m, są to prawdopodobnie słupy jednokondygnacyjne z wycięciami umożliwiającymi oparcie rygli o szerokościach 30 cm. Przekroje konstrukcyjne prefabrykowanych słupów wewnętrznych to 40×40 cm, w ścianach zewnętrznych występują słupy o przekrojach

prawdopodobnie 60x40 cm. Na słupach (w ich widełkowych wycięciach) opierają się rygle o przekrojach części prefabrykowanych 30x50 cm. Cały rygiel ma prawdopodobnie przekrój zespolony: górna część rygla to monolityczna wylewka (wieniec) o wysokości 24 cm, mieszcząca się w grubości konstrukcyjnej stropu. W salach sportowych i pływalni rozstaw słupów dostosowany jest do rozpiętości wiązarów stalowych oraz do szerokości korytarza pomiędzy trybunami sali sportowej i pływalni (osiowo 3,30 m). Słupy sali sportowej i pływalni mają konstrukcyjne przekroje 60x40 cm. Słupy wewnętrzne w części powyżej sali sportowej i pływalni zmieniają przekrój na 40x40 cm. Na słupach sali sportowej i pływalni w części piwnicznej opierają się też ukośne rygle, na których opierają się prefabrykowane płyty stropowe tworzące konstrukcję trybun. Przewieszono wspornikowo końce tych rygli podpierają symetrycznie strop korytarza w poziomie korony trybun. W wyższych stropach zasada ta jest powtórzona, przy czym rygle z przewieszonymi końcami są w całości poziome.

Bez szczegółowej analizy nie udało się przypisać prefabrykowanych słupów i rygli do jakiegokolwiek znanego systemu konstrukcji szkieletowych budynków, możliwe, że szkielet został zaprojektowany indywidualnie. Nie jest też na tym etapie możliwe przeprowadzenie szczegółowych obliczeń statycznych dla szkieletu nośnego budynku. Na potrzeby niniejszego opracowania wizualnie sprawdzono jedynie, czy nie występują widoczne uszkodzenia słupów i rygli, nadmierne zarysowania lub ugięcia. Ponieważ w opracowaniu wymienionym w p. 1.3.2 zwrócono uwagę na możliwości uszkodzenia słupów piwnic poprzez systematyczne podtapianie ich końców wodą spuszczaną z filtrów na dolnej części jednego ze słupów piwnic przeprowadzono badanie sklerometryczne. Z uśrednionych badań młotkiem Schmidta uzyskano klasę betonu nie gorszą niż była stosowana w ówczesnie produkowanych prefabrykacjach: co wykazuje, że uszkodzenia dotyczą jedynie tynków w dolnej części słupów, a nie betonu konstrukcyjnego.

Rzeczą na którą zwrócono uwagę jest bardzo niedokładny montaż prefabrykatów: usytuowanie osi słupów odbiega od teoretycznej siatki osi modułarnych, widoczne są też odchyłki od prostokątności i równoległości oraz błędy wysokościowe w konsekwencji wpływające na niedokładne wypoziomowanie prefabrykatów stropowych.

3.6. Ściany nośne nadziemia.

Ściany nośne uzupełniające szkielet słupowo-ryglowy szkoły w dużym stopniu wykonane są z prefabrykowanych bloków kanałowych o długościach 322 cm wg KB1-313.1(8)- . W związku z podwyższeniem kondygnacji szkoły o 10 cm na blokach ściennych wykonywano na budowie monolityczną nadlewkę o wysokości 10 cm. Ściany nośne służyły jako oparcie płyt stropowych w miejscach, w których kierunek płyt stropowych ulegał zmianie, poszczególne sekcje tych ścian nadawały też odpowiednie sztywności przestrzenne dla poszczególnych sekcji budynku. Ściany nośne uzupełniane były wylewkami monolitycznymi oraz fragmentami murowanymi.

W przypadku ścian wewnętrznych stosowano bloki kanałowe BW o gr. 24 cm. Ściany szczytowe nadziemia pomieszczenia z basenem (oraz oddzielone dylatacjami przylegające ściany sekcji sąsiednich) zawierają prawdopodobnie bloki zewnętrzne BZ o grubościach 42 cm (24 cm konstrukcji + 18 cm bloczków z betonu komórkowego). Ściany szczytowe w pływalni usztywniane były co ok. 6,0 m monolitycznymi rdzeniami utwierdzonymi w fundamentach, prawdopodobnie projektowane przekroje tych rdzeni to 50x40 cm. Część rdzeni wyodrębnia się z lica ścian, część zanika, co związane jest z dużą niedokładnością wykonania ww. ścian oraz samych rdzeni. W ścianach szczytowych pomieszczenia pływalni ewidentnie występują monolityczne rygle poziome spajające ściany w całość. Górne fragmenty ścian szczytowych wykonane są w technologii murowanej przy zastosowaniu bloczków i płytek z betonu komórkowego, prawdopodobnie w ten sam sposób wymurowane są fragmenty między słupami nośnymi w zewnętrznej ścianie frontowej pomieszczenia z basenem.

Na potrzeby niniejszego opracowania ograniczono się jedynie do wizualnej oceny jakości technicznej ww. ścian. Nie zauważono niepokojących uszkodzeń lub zarysowań. Zasygnalizowane w opracowaniu 1.3.2 zarysowania w górnych partiach zewnętrznych ścian pływalni wynikały z niedostatecznej termoizolacji stropodachu, a być może także z niewłaściwego oddylatowania szlichty cementowej od ścianek kolankowych stropodachu. Po wymianie warstw izolacyjnych stropodachu w roku 2007 problem ten zanikł. Nie stwierdzono też nadmiernych zarysowań związanych z nierównomiernym osiadaniem fundamentów. Złe wrażenie wywołują widoczne krzywizny ścian zarówno w pionie, jak i w poziomie oraz odchylenia ich położenia od teoretycznej modularnej siatki ortogonalnej. W naszej ocenie jest to trwała wada konstrukcyjna, która jednak nie zagraża bezpieczeństwu użytkownika budynku.

3.7. Ściany piwnic oraz fundamentowe podbasenia.

W ścianach nośnych wewnętrznych stosowano bloki piwniczne BP systemu wielkoblokowego typu „cegła żerańska” wg KB1-31.3.1.(2)-71, wysokości bloków 228 cm, grubości 24 cm. Stosowano też ściany murowane z bloczków betonowych pełnych, prawdopodobnie w technologii murowanej wykonane są w poziomie piwnic ściany zewnętrzne. Ściany nośne stanowią wypełnienie fragmentów pomiędzy słupami nośnymi prefabrykowanymi oraz usztywniającymi rdzeniami monolitycznymi, które doprowadzone są do ław i stóp fundamentowych.

Do pomieszczenia technicznego pod trybunami pływalni i sali sportowej przylegają przełazowe kanały doprowadzające powietrze na potrzeby wentylacji mechanicznej, kanały te mają ściany murowane z bloczków betonowych i przebiegają pod posadzkową sali sportowej.

Podobnie jak w p. 3.5. ograniczono się jedynie do wizualnej oceny jakości technicznej ww. ścian. Nie zauważono niepokojących uszkodzeń lub zarysowań np. związanych z nierównomiernym osiadaniem fundamentów lub utratą nośności. Część ścian w pomieszczeniu technicznym przy basenie ma uszkodzone w swych dolnych częściach tynki, co wiąże się z zalewaniem pomieszczeń wodą spuszczaną z filtrów technologicznych (istniejące kanały nie są w stanie przyjąć takiej ilości wody). Okresowe podtopienia dolnych części ścian nie spowodowały, jak dotąd, uszkodzenia ich konstrukcji. Złe wrażenie wywołują widoczne krzywizny ścian, zarówno w poziomie jak i pionie, oraz znaczne odchylenia ich położenia od teoretycznej modularnej siatki ortogonalnej. W naszej ocenie jest to trwała wada konstrukcyjna, która jednak nie zagraża bezpieczeństwu użytkownika budynku.

3.8. Fundamenty.

W niniejszym opracowaniu nie wykonywano odkrywek, ani nie analizowano monolitycznych ław i stóp szkieletu nośnego budynku oraz basenu. W świetle wizji lokalnej ich ocena nie może być jednak negatywna, z uwagi na brak widocznych negatywnych efektów (zarysowań lub nadmiernych odkształceń) w widocznych częściach konstrukcji budynku.

W inwentaryzacji w poziomie piwnic zaznaczono położenie istniejących widocznych monolitycznych fundamentów pod urządzenia technologiczne obsługujące zarówno pływalnię, jak i pozostałe części szkoły. Fundamenty te wyniesione są ponad powierzchnię betonowej posadzki zwykle w granicach 20-28 cm. Na części fundamentów ustawione są ostatnio używane urządzenia technologiczne, część fundamentów stoi pusta, na części znajdują się urządzenia wycofane już wcześniej z technologii.

3.9. Urządzenia technologiczne i sanitarne.

Stan techniczny urządzeń technologicznych i sanitarnych oraz niezbędny zakres remontu

związany z ww. urządzeniami zawiera tom II ekspertyzy.

3.10. Przewidywane koszty modernizacji.

Szacunkowe koszty modernizacji pomieszczeń pływalni zawiera II tom ekspertyzy.

4. Wnioski.

4.1. Niecka basenu –możliwe warianty modernizacji.

Niezależnie od wariantu modernizacji należy ponieść koszty związane z remontem lub przebudową pomieszczeń zaplecza, wymianą instalacji sanitarnych, wymianą instalacji elektrycznych, usunięciem starych urządzeń technologicznych, wzmocnieniem lub podparciem uszkodzonych fragmentów konstrukcji żelbetowej, wymianą stolarki w pomieszczeniu pływalni, ewentualnym wzmocnieniem wiązarów stalowych.

4.1.1. Remont niecki basenu ograniczony do wymiany warstw wykończeniowych.

Remont niecki basenu teoretycznie może sprowadzić się do usunięcia starych i wykonania nowych warstw wykończeniowych w tym właściwej izolacji przeciwwodnej. Jest to rozwiązanie minimalistyczne, lecz obarczone istotnymi wadami. Powody, dla których przyjęcie takiego rozwiązania nie zalecamy w niniejszym opracowaniu są następujące:

- z rozważań zawartych w p. 3.1.2 oraz z symulacji graficznej zawartej w załączniku nr 2 wynika, że nie jest możliwe przy ww. założeniach uzyskanie basenu o prawidłowych wymiarach basenu sportowego;
- tak odtworzony basen miałby ponownie wszystkie wady użytkowe wymienione w p. 3.1.1, byłby dalej obiektem nienowoczesnym, źle zaprojektowanym, nie trzymającym właściwych wymiarów i nie nadającym się do rywalizacji sportowej; wysoce prawdopodobne byłoby powtórzenie jego niedostatecznej szczelności przy jednoczesnym braku możliwości kontroli i ewentualnych napraw izolacji przeciwwodnej, przy stosowaniu płytek jako elementu wykończenia prawie pewne byłyby ponowne problemy z ich odpadaniem;
- stwierdzone, na podstawie cząstkowych badań, ewidentne błędy konstrukcyjne i duża niepewność dotycząca statyki basenu nie stanowią dobrej rekomendacji dla działań naprawczych, ograniczających się jedynie do powierzchniowego remontu, bez zdecydowanej ingerencji w konstrukcję;
- należy mieć na względzie, że przebudowa lub remont niecki to jedynie ułamek kosztów całego przedsięwzięcia modernizacyjnego, na które składają się m.in. konieczna modernizacja pomocniczych związanych z basenem (w tym w szczególności pomieszczeń sanitarnych), przebudowa zewnętrznego wejścia, wzmocnienie uszkodzonych konstrukcji żelbetowych, ewentualne wzmocnienie wiązarów stalowych stropodachu, ewentualna wymiana stolarki okiennej w głównym pomieszczeniu basenu, wymiana całej technologii wody basenowej, wymiana instalacji: wentylacji mechanicznej i ogrzewania, wodno-kanalizacyjnej, elektrycznej – przy takim zakresie koniecznych robót zachowanie bez zmian budżetowej istotnej wątpliwości konstrukcji niecki basenu nie wydaje się właściwe.

4.1.2. Usunięcie starej konstrukcji niecki basenu i wykonania nowej.

Rozwiązanie to, choć niewątpliwie droższe, umożliwia wykonanie basenu bez wad wymienionych użytkowych i eksploatacyjnych, wymienionych w p. 3.1.2. Basen mógłby służyć do treningu sportowego, jak i do rozgrywania zawodów sportowych, jak przystało na obiekt należący do szkoły z klasami sportowymi (w tym z profilem pływanie). Trenujący młodzi zawodnicy, będąc jednocześnie uczniami tej szkoły mieliby zapewnione minimum komfortu, w ich bardzo wypełnionych obowiązkami

szkolno-treningowymi harmonogramie. Tak wykorzystywany basen mógłby odciążać też inne pływalnie istniejące w Suwałkach.

Wymiana konstrukcji basenu wiązała by się również z koniecznością wymiany fragmentów monolitycznych stropów wokół niecki basenu (tzw. plaży), dla których po ich rozbiórce trzeba byłoby zaprojektować i wykonać nową konstrukcję wsporczą, np. monolityczny układ słupowo-płytowy.

Nowa niecka mogłaby być zaprojektowana np. w wersji spawanej z blach kwasoodpornych (analogicznie jak np. w Aquaparku w Suwałkach), łatwych do konserwacji i przyjaznych w eksploatacji, a jej konstrukcja oparta byłaby na nowej monolitycznej płycie fundamentowej.

Inny możliwy wariant to zaprojektowanie i wykonanie nowej skrzyni monolitycznej do wyłożenia wewnętrznymi panelami basenowymi, spełniającymi jednocześnie rolę izolacji przeciwwodnej.

Ww. warianty przebudowy nie ograniczają za mocno możliwości projektantów, umożliwiając zaprojektowanie i wykonanie obiektu przemyślanego, o optymalnych parametrach i technologii wykonania.

4.1.3. Likwidacja basenu, w jego miejsce wykonanie jeszcze jednej sali sportowej.

Jest to wariant możliwy technicznie, choć być może trudny do zaakceptowania z innych względów. Ilość robót budowlanych mogłaby zostać w tym wariantcie ograniczona o rozbiórkę niecki basenu. Rozważane zasypanie piaskiem niecki basenu, wykonanie warstw posadzkowych umożliwiających wykorzystanie pomieszczenia jako sali sportowej wydaje się w zasięgu możliwości technologicznych. Należy jednak mieć na względzie, że niepewny stan konstrukcji ścian basenu wymagałby specjalnych zabiegów konstrukcyjnych, związanych z ich wzmocnieniem, tak, aby z całą pewnością wykluczyć przyszłe problemy techniczne. Takie rozwiązania z pewnością generowałyby dodatkowe koszty wykonawcze. Zysk natomiast mógłby polegać też na rezygnacji z technologii wody basenowej, rezygnacji z wykonania konstrukcji nowego basenu oraz na nieco mniejszych późniejszych kosztach eksploatacji obiektu. Rozważania na temat sensowności takiego wariantu nie leżą w zakresie technicznej ekspertyzy. Istotna jest w tym przypadku polityczna decyzja, czy szkole potrzebna jest dodatkowa sala gimnastyczna, a jednocześnie, czy koszt eksploatacji basenu zbyt mocno obciąża budżet Inwestora. Nie do pominięcia są też rozważenia związane kosztami społecznymi, wynikającymi z takich zmian.

4.2. Stalowa konstrukcja wiązarów stropodachu pływalni.

W świetle obliczeń statycznych opartych na zaktualizowanych normach konstrukcja stalowa stropodachu może być eksploatowana z poważnymi ograniczeniami, sprowadzającymi się do konieczności usuwania z dachu nadmiaru śniegu. Opierając się, na nieobligatoryjnej już, co prawda, normie PN-90/B-03200, należy ograniczyć do maks. połowy normatywne wartości podstawowej warstwy śniegu i nie dopuszczać do tworzenia się zasp śnieżnych. Nieco tylko mniej restrykcyjne ograniczenia stwarza korzystanie z norm europejskich, w tym PN-EN 1993-1:2006/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

Oczywiście, nie ma w tej sytuacji mowy o możliwości dociążaniu dachu dodatkowymi panelami fotowoltaicznymi. Sytuację może zmienić zaprojektowanie odpowiednich wzmocnień wiązarów stalowych. Aby usunąć potrzebę stałego odśnieżania dachu należy wzmocnić (np. poprzez pospawanie odpowiednich kształtowników) pręty wskazane w załącznikach obliczeniowych 5.3a i 5.4. Należy mieć na względzie, że wzmocnienie wiązarów nie do końca rozwiązuje problem stropodachu, gdyż istnieje możliwość przeciążenia części płyt dachowych nadmiernym obciążeniem od zasp śnieżnych. W szczególności dotyczy to płyt położonych w sąsiedztwie wyżej położonej

części sąsiedniego dachu.

4.3. Pozostałe elementy konstrukcji budynku pływalni.

Inne elementy konstrukcji budynku pływalni nie były analizowane szczegółowo. Wynika to z jednej strony z całkowitego braku projektów technicznych budynków szkoły oraz związanego z tym całkowitego deficytu istotnych informacji, z drugiej strony z wybitnie ograniczonych możliwości prześwietlenia szkieletu konstrukcyjnego budynku w połączeniu z mnogością zagadnień.

W opracowaniu niniejszym, siłą rzeczy, ograniczono się do zakresu wniosków odpowiadającego 5-letnim przeglądom budowlanym, w zakresie konstrukcji budynków. Wypunktowane zostały jedynie ewidentne uszkodzenia elementów konstrukcji, powstałe w wyniku późniejszych przebudów instalacyjnych, w naszej ocenie zagrażają one bezpieczeństwu użytkowania oraz wymagają pilnego zabezpieczenia.

Autorzy opracowania: