

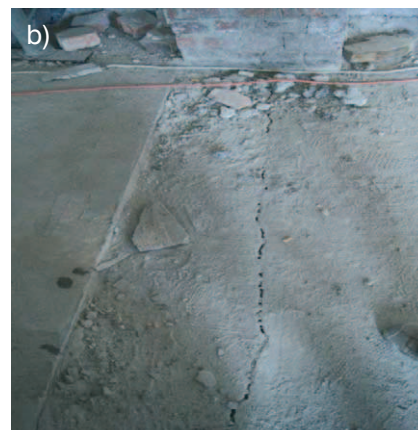
Stan awaryjny stropu w budynku użyteczności publicznej będący następstwem błędów projektowych i wykonawczych

XXVI Konferencja Naukowo-techniczna awarie budowlane 2013

Dr inż. Łukasz Skarżyński, mgr inż. Tomasz Majewski, Pracownia Projektowo-Inżynierska Tomasz Majewski

1. Wprowadzenie

Wpływ na aktualny stan techniczny obiektów ma jakość dokumentacji projektowej, realizacja prac budowlanych zgodnie z zasadami wiedzy technicznej oraz ich właściwa eksploatacja. Niezwykle ważne jest także dokonywanie rzetelnych przeglądów okresowych obiektów, które pozwalają na wczesne wykrycie powstających usterek oraz ich eliminację w trakcie planowych remontów. Błędy projektowe i wykonawcze, realizacja prac budowlanych zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, zgodna z przeznaczeniem eksploatacja obiektu, wykonywanie okresowych przeglądów obiektu przez osoby z odpowiednimi kwalifikacjami oraz planowanie i wykonywanie remontów w ustalonych terminach pozwalają na wczesne wykrycie powstających usterek [1-3]. Usuwanie przyczyn i następstw błędów projektowych i wykonawczych jest zazwyczaj bardzo kosztowne, a w przypadku obiektów użyteczności publicznej także dodatkowo utrudnione ze względu na częsty brak możliwości wyłączenia obiektu z użytkowania na czas remontu. Celem artykułu jest przedstawienie błędów projektowych i wykonawczych, powstałych prawdopodobnie na etapie wznoszenia budynku, oraz ich wpływu na bezpieczeństwo konstrukcji i bezpieczeństwo użytko-



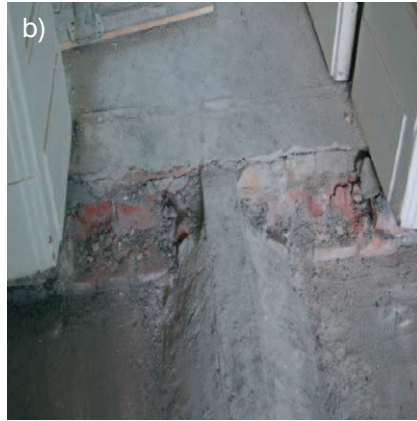
Rys. 1. Strop nad parterem: a) oparcie stropu korytarza na ścianie wewnętrznej nośnej, b) pęknięcie na górnej powierzchni stropu korytarza

wania budynku Centrum Uniwersyteckiego, jak również opis przyjętego sposobu usunięcia istniejących usterek [4-7].

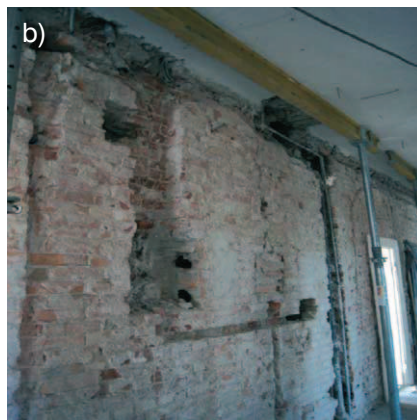
2. Dane ogólne

Przedmiotowy budynek znajduje się na terenie Centrum Uniwersyteckiego. Jest to budynek reprezentacyjny, stanowiący wizytówkę całego kampusu. Wybudowany został w latach 1907–1912. W rzucie ma kształt zbliżony do prostokąta, złożonego z 3 części. Część środkowa, centralna, w której znajduje się główne wejście do budynku oraz hall, w częściach bocznych (skrzydło północne i południowe) zlokalizowane są klatki schodowe oraz pomieszczenia użytkowe. Budynek

wykonany został w technologii tradycyjnej, murowany z cegły ceramicznej na zaprawie cementowo-wapiennej. Ma 4 kondygnacje nadziemne, poddasze nieużytkowe oraz piwnicę. Grubość zewnętrznych ścian konstrukcyjnych jest zmienna na wysokości budynku i wynosi od 81 cm w piwnicy do 51 cm na najwyższej kondygnacji. Grubość ścian wewnętrznych wynosi od 51 cm (w poziomie piwnicy i parteru) do 25 cm (w poziomie najwyższej kondygnacji). Ściany działowe wykonane zostały w części z cegły ceramicznej grubości 12 cm lub jako drewniane (ruszt z bali drewnianych) obite trzcina i tynkiem, grubość tych ścian wynosi od 10 cm do 15 cm. Układ ścian konstrukcyjnych nośnych: podłużny, trzytraktowy. Stropy wyko-



Rys. 2. Strop w części użytkowej: a) konstrukcja stropu po usunięciu warstw wykończeniowych, b) oparcie stropu na ścianie wewnętrznej nośnej



Rys. 3. Oslabienie ścian konstrukcyjnych w miejscach: a) prowadzenia kanałów wentylacyjnych, b) prowadzenia rur i przewodów instalacji kanalizacyjnej, elektrycznej itp.

nane zostały jako żelbetowe monolityczne i żelbetowe na belkach stalowych (typu WPS), które oparte zostały na ścianach zewnętrznych oraz ścianach wewnętrznych korytarza. Strop poddasza wykonany został z belek drewnianych ze ślepym pułapem. Na szczycie budynku wykonano drewnianą wieżbę dachową z mansardami. Konstrukcja wieżby płatiwio-kleszczowa, pokryta dachówką ceramiczną na deskowaniu. W budynku znajdują się dwie klatki schodowe. Schody monolityczne żelbetowe zostały wspornikowo zamocowane w ścianach klatki schodowej. Ponadto w budynku wykonany został murowany trzon windy, w którym porusza się dźwig osobowo-towarowy. Teren wraz z budynkiem objęty jest ochroną konserwatora zabytków, a sam budynek wpisany został do Wojewódzkiego Rejestru Zabytków.

3. Analiza stanu istniejącego

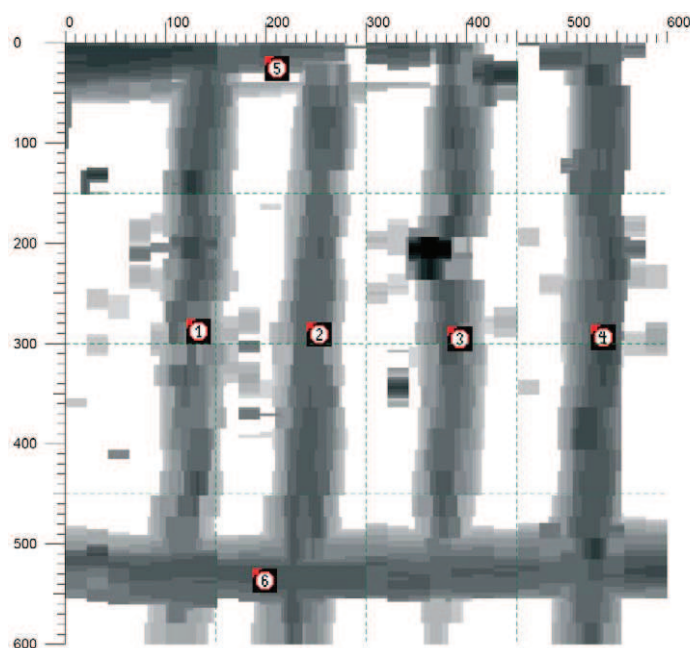
W trakcie prowadzonego remontu kapitalnego stwierdzono, że płyty stropów nad korytarzami mają niewystarczającą szerokość oparcia na ścianach wewnętrznych nośnych. W wykonanych odkrywkach pomierzona szerokość oparcia wynosiła od 0 cm (brak oparcia) do maksymalnie 4 cm (rys. 1a). Oznacza to, że stropy nad korytarzami przez cały okres użytkowania obiektu znajdowały się w stanie przedawaryjnym i istniało wysokie prawdopodobieństwo wystąpienia katastrofy budowlanej. Stan ten utrzymywał się przez bardzo długi okres użytkowania, ponad 100 lat, i wykryty został dopiero w trakcie remontu kapitalnego budynku przez nadzór budowy. Na czas opracowania sposobu wzmocnienia i wykonania dokumentacji projektowej przedmiotowe stropy w koryta-

rzach podparte zostały stemplami (rys. 3b). Pomimo niewystarczającego oparcia stropu na ścianach nie zaobserwowano ponadnormatywnych ugięć poszczególnych płyt stropowych i zarysowania ich dolnej powierzchni mogących świadczyć o przeciążeniu tych stropu. Stwierdzono pęknięcia płyt stropowych na górnej powierzchni (rys. 1b), jednak zdaniem autorów przyczyną ich występowania jest niewystarczająca ilość zbrojenia rozdzielczego.

W części użytkowej stropy wykonano jako monolityczne płyty żelbetowe oparte na stalowych belkach stropowych (rys. 2a). Pomierzone oparcie belki stalowej (IN 260) na murze (ścianach nośnych) wynosi 18 cm (rys. 2b), natomiast płyty stropowej na ścianach wynosi ok. 7 cm. Wg zaleceń normy PN-B-03264:2002 [8] minimalna głębokość oparcia płyty stropowej wynosi 8 cm. Ponieważ pomierzona głębokość oparcia płyt na ścianach jest tylko nieznacznie mniejsza niż zalecana w normie [8], zdecydowano się na pozostawienie płyt bez zmian (bez wzmocnienia). Oparcie płyty stropowej na stalowych belkach wynosi ok. 5 cm i jest większe niż minimalna głębokość oparcia określona w normie [8], która wynosi 4 cm. Nie stwierdzono ponadnormatywnych ugięć żelbetowych płyt stropowych i stalowych dźwigarów oraz zarysowań na dolnej powierzchni płyt.

Ściany konstrukcyjne wykonane zostały z cegły ceramicznej pełnej oraz cegły dziurawki, które ułożone zostały na zaprawie cementowo-wapiennej. Cegły i zaprawa znajdują się w dobrym stanie technicznym. W trakcie wizji lokalnych (w miejscach kanałów wentylacyjnych, przy przewodach instalacji elektrycznej oraz rur instalacji sanitarnej, wodociągowej itp.) stwierdzono intensywne osłabienie murów polegające na ubytkach cegieł i otworach przebiegających nawet na całej wysokości pomieszczenia (rys. 3a i b).

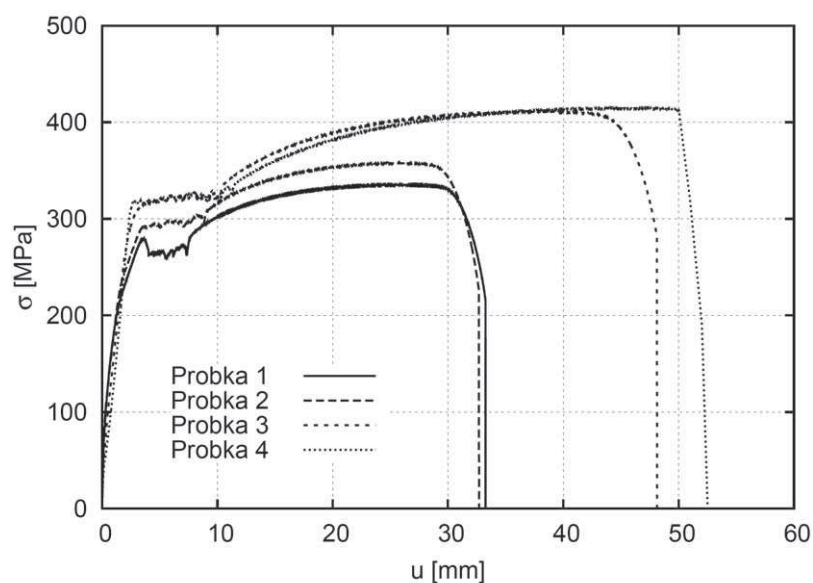
W celu przeprowadzenia rzetelnej analizy stanu istniejącego dokonano bardzo szczegółowych oględzin konstrukcyjno-materiałowych obiektu



Rys. 4. Obraz skanowania górnej powierzchni płyty stropowej. Kolor szary oznacza pręty zbrojenia

objętego opracowaniem oraz wykonano szereg badań terenowych i laboratoryjnych służących do oceny wytrzymałości na ściskanie i jednorodności betonu. Określono średnice, rozstawy i grubości otulenia prętów zbrojenia oraz zbadano parametry wytrzymałościowe stali zbrojeniowej. Badanie betonu wykonano metodą sklerometryczną, za pomocą młotka Schmidta zgodnie z normą PN-74/B-06262 [9] oraz instruk-

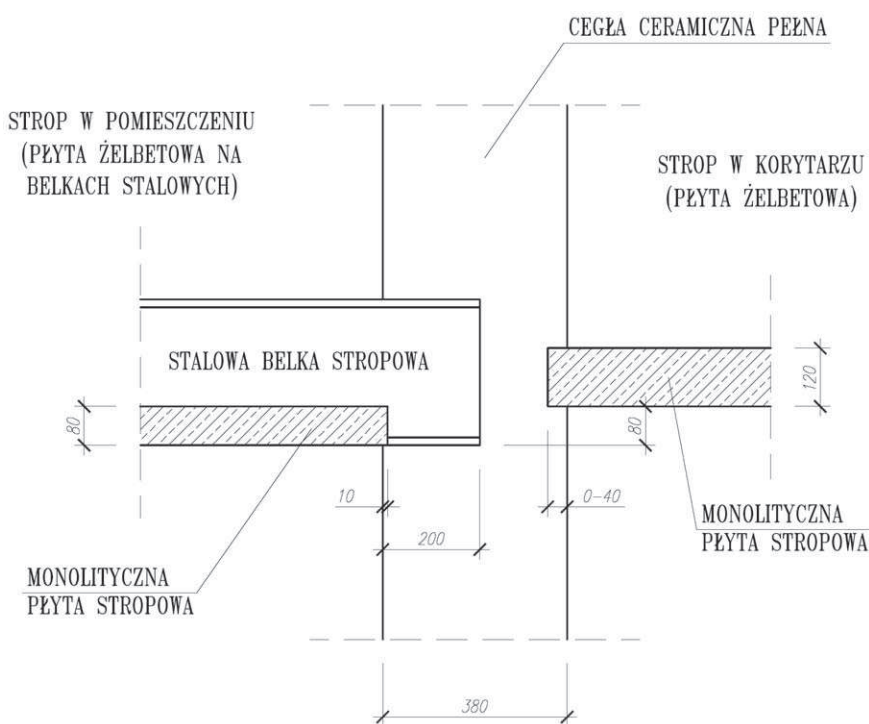
cją stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu (Instrukcja ITB nr 210 z 1977 r. [10]). Badania wykonano przy użyciu młotka typu N o energii uderzenia 2,21 Nm. W analizie wyników pomiarów posłużono się zależnością hipotetyczną opisującą średnią wytrzymałość betonu na ściskanie (na kostkach sześciennych o boku 150 mm) w funkcji liczby odbicia L (krzywa regresji). Określono w ten



Rys. 5. Wynik rozciągania prętów zbrojeniowych wyciętych z konstrukcji

sposób minimalną wytrzymałość betonu na ściskanie (B15) oraz jednorodność betonu (średnia). Badania nieniszczące (skanowanie zbrojenia) wykonano w celu lokalizacji prętów zbrojeniowych w betonie, pomiaru grubości ich otuliny oraz średnicy. Skanowanie nie pozwala na określenie gatunku stali, stopnia jej skorodowania i wyznaczenia naprężeń w badanym pręcie. Wyniki pomiarów podlegały archiwizacji w celu ich późniejszej interpretacji. Metoda pomiaru opiera się na wykorzystaniu ferromagnetycznych właściwości stali, tzn. oddziaływania materiałów ferromagnetycznych na zmianę pola magnetycznego w jego sąsiedztwie. Skanowanie wykonano dla kilku losowo wybranych płyt stropowych. Przykładowy skan zbrojenia górnej powierzchni płyty pokazano na rysunku 4.

Na podstawie analizy otrzymanych wyników stwierdzono, że średnica prętów zbrojenia głównego płyt stropowych w części użytkowej wynosi 8 mm, natomiast prętów zbrojenia rozdzielczego 6 mm (dokładności pomiaru ± 2 mm). Średni pomierzony rozstaw prętów zbrojenia głównego wynosi 10 cm, natomiast prętów zbrojenia rozdzielczego 40 cm. Średnia pomierzona grubość otuliny prętów zbrojenia głównego wynosi 15 mm (dokładność pomiaru ± 2 mm). Średnica prętów zbrojenia głównego stropu żelbetowego w ciągu komunikacyjnym wynosi 10 mm, natomiast prętów zbrojenia rozdzielczego 6 mm. Średni pomierzony rozstaw prętów zbrojenia głównego wynosi 15 cm, natomiast prętów zbrojenia rozdzielczego 15 cm. Średnia otulina prętów zbrojenia głównego wynosi 20 mm. Dodatkowo z uwagi na wiek budynku, w celu określenia parametrów wytrzymałościowych stali zbrojeniowej wbudowanej w stropy pobrano wycinki prętów do badań laboratoryjnych, ze stropu korytarza wycięto pręty o średnicy 10 mm i długości 15 cm, ze stropu w pomieszczeniu użytkowym wycięto pręty stalowe o średnicy 8 mm i długości 15 cm. Z pobranych wycinków przygotowano 4



Rys. 6. Wzrost stropowo-ścienny. Stan istniejący przed wzmocnieniem

próbki do badań. Badania wykonano do zerwania próbek w maszynie wytrzymałościowej firmy INSTRON. Otrzymane wyniki dla poszczególnych próbek (rys. 5) były bardzo zbliżone i pozwoliły na określenie następujących parametrów wytrzyma-

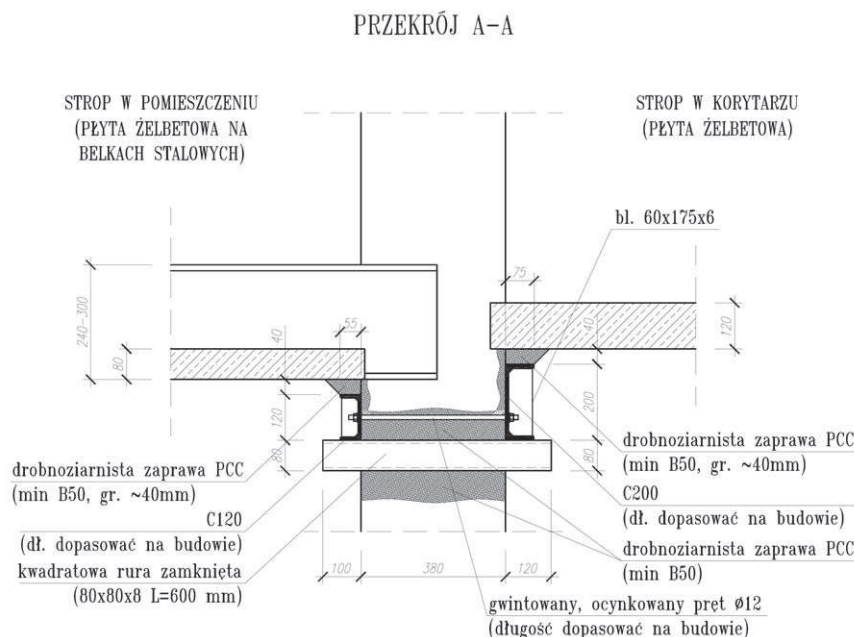
łościowych służących do wykonania sprawdzających obliczeń statyczno-wytrzymałościowych (wybrano wynik średni): charakterystyczna granica plastyczności stali $f_{yk} = 300$ MPa, obliczeniowa granica plastyczności stali $f_{yd} = 260$ MPa.

Na podstawie przeprowadzonych wizji lokalnych na obiekcie, wykonanych odkrywek, badań laboratoryjnych wykonano sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, na podstawie których stwierdzono, że normowe warunki Stanu Granicznego Nośności dla istniejącej konstrukcji stropu (dla części użytkowej i korytarzy) są spełnione dla projektowanych obciążeń. W związku z tym skoncentrowano się na wzmocnieniu strefy przypodporowej stropów nad korytarzami (węzeł stropowo-ścienny), dla których stwierdzono niedostateczne oparcie płyt na murze.

4. Rozwiązania projektowe dotyczące usunięcia istniejących usterek

W pierwszym etapie zalecono uzupełnienie ubytków cegieł i zaprawy w ścianach konstrukcyjnych, zapewniając prawidłowe przewiązanie między nowymi (uzupełnionymi) oraz istniejącymi cegłami. Następnie przystąpiono do wzmocnienia polegającego na zwiększeniu szerokości oparcia płyt stropowych na ścianach wewnętrznych nośnych (nad piwnicą, parterem, I i II pięciem) poprzez wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej. Na rysunku 6 pokazano węzeł stropowo-ścienny przed wzmocnieniem, natomiast na rysunkach 7 i 8 po wzmocnieniu.

Sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe elementów stalowej konstrukcji wsporczej przeprowadzone zostały przy zastosowaniu programu bazującego na Metodzie Przemieszczeń (RM-WIN). Obliczenia wykonano dla zespołu stalowych, wieloprzęsłowych belek wolno podpartych wzajemnie współpracujących w miejscach połączenia śrubami (M12). Belki składały się z wzajemnie połączonych (skręcanych na budowie) par ceowników [120 i [200. Wymiary elementów dostosowane są do istniejącej geometrii ścian. Obliczeniowa rozpiętość podpór belek wynosi 250 cm. Belki obciążone zostały obciążeniem pochodzącym od ciężaru własnego oraz obciążeń



Rys. 7. Wzrost stropowo-ścienny. Stan projektowany po wzmocnieniu

stałych i użytkowych działających na oparte na nich płyty stropowe (reakcja liniowa). Obciążenia przekazywane są na mury ścian w miejscach zamocowania stalowych rygli wykonane z rury kwadratowej zamkniętej $80 \times 80 \times 8$ mm (rys. 7 i 8).

5. Podsumowanie

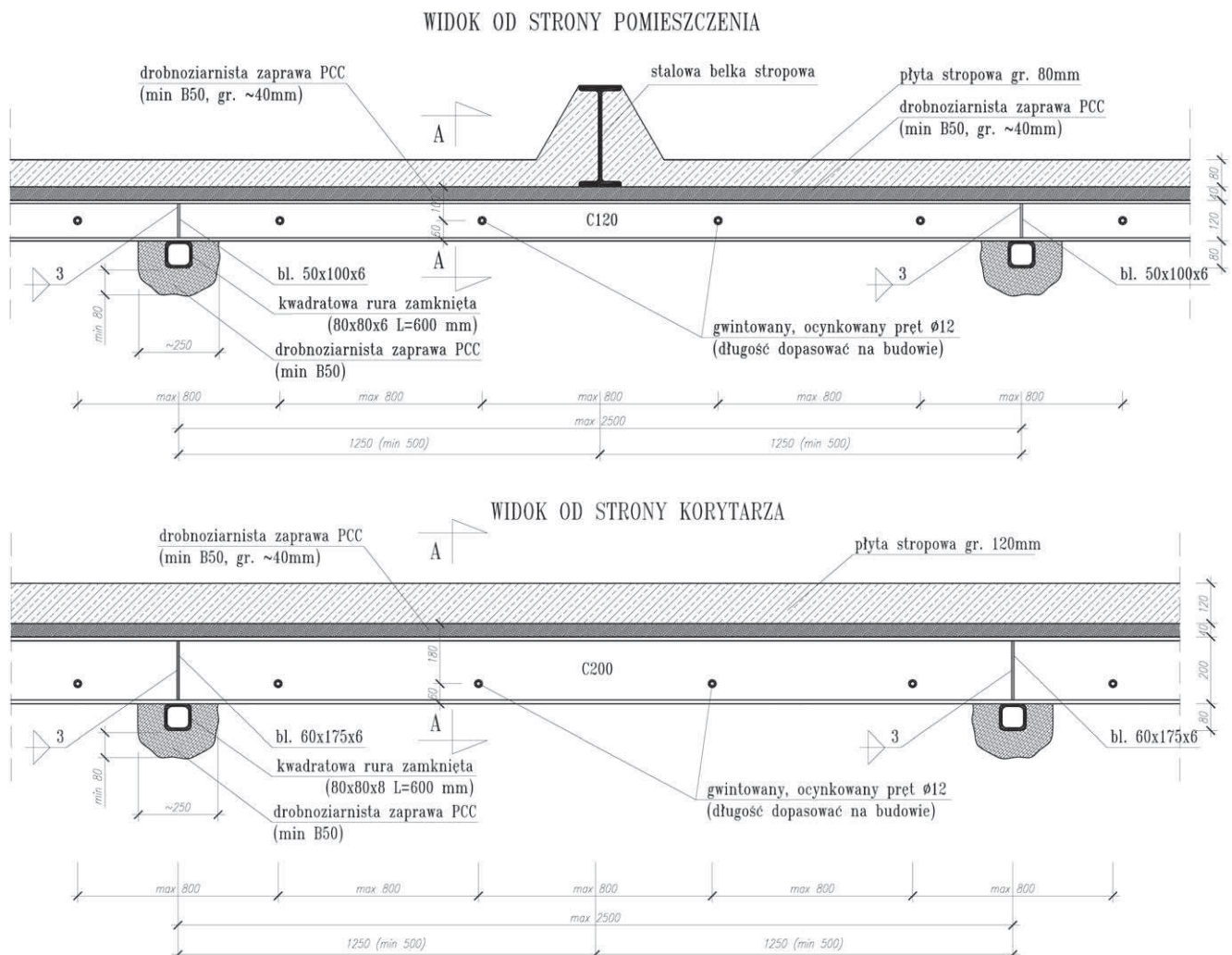
Przyczyną usterek eksploatacyjnych są zarówno błędy projektowe, jak i wykonawcze. Do błędów projektowych należy zaliczyć przyjęcie małego oparcia płyty stropowej na ścianie nośnej. Do błędów wykonawczych zaliczamy wykonanie zbyt krótkich płyt, które nie zostały oparte na murach oraz niezasadnione osłabianie ścian konstrukcyjnych otworami i bruzdami

w miejscach lokalizacji instalacji, pozbawiające płytę stropową jakiegokolwiek podparcia. Usunięcie powstałych usterek było możliwe poprzez uzupełnienie ubytków w ścianach konstrukcyjnych, w sposób zapewniający prawidłowe przewiązanie między nowymi oraz istniejącymi ceglami oraz zwiększenie szerokości oparcia płyt stropowych na ścianach wewnętrznych nośnych poprzez wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Mitzel A., Stachurski W., Suwałski J., Awaryjne konstrukcje betonowych i murowych, Wydawnictwo Arkady, 1982
 [2] Małyszko L., Orłowicz R., Konstrukcje murowe. Wzmocnienia i naprawy, Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego w Olsztynie, 2005

- [3] Mastowski E., Spizewska D., Wzmocnienie konstrukcji budowlanych, Wydawnictwo Arkady, 2000
 [4] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Diagnostyka konstrukcji żelbetonowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010
 [5] Czarnecki L., Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych. Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2002
 [6] Jamróży Z., Beton i jego technologie. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2006
 [7] Ściślewski Z., Trwałość konstrukcji żelbetonowych. Wydawnictwo Techniki Budowlanej, Warszawa 1995
 [8] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
 [9] PN-74/B-06262: Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N
 [10] Instrukcja ITB nr 210 z 1977 r., Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji



Rys. 8. Widok wzmocnienia (konstrukcji wsporczej) na długości ściany