

## Spis treści

1. Podstawa opracowania	2
2. Cel i zakres opracowania	2
3. Opis analizowanego obiektu	3
4. Piwnica – pomieszczenia po archiwum bankowym	6
4.1. Opis układu konstrukcyjnego w piwnicy	6
4.2. Niezbędne badania w strefie piwnicy	11
4.2.1. Badania makroskopowe wraz z analizą zarysowań	14
4.2.2. Wykonanie niezbędnych odkrywek wraz z pomiarami elementów kontr.	18
4.2.3. Pobranie niezbędnych próbek wraz z ich oceną i badaniem	21
4.2.4. Badanie sklerometryczne betonu przy pomocy Młotka Schmidta	23
4.2.5. Badanie karbonatyzacji	24
4.2.6. Pozostałe badania chemiczne	27
4.2.7. Skanowanie konstrukcji przy pomocy skanera ferromagnetycznego	28
4.2.8. Wykonanie odkrywek w celu określenia rodzaju i średnicy zbrojenia	33
5. Pozostałe pomieszczenia	37
6. Analiza wraz z oceną możliwości nośnych stropu nad piwnicą	45
7. Niezbędne prace naprawcze	45
7.1. Naprawa rys i pęknięć w konstrukcji murowej	46
7.2. Naprawa rys i pęknięć w konstrukcji żelbetowej	49
8. Podsumowanie	56
9. Uwagi ogólne	56

Załącznik nr 1: *Pozostała dokumentacja fotograficzna zarysowań stropu w piwnicy*

Załącznik nr 2: *Dokumentacja rysunkowa szczegółowej lokalizacji badań i zarysowań stropu*

Załącznik nr 3: *Sprawozdania z badań wytrzymałości na ściskanie betonu*

Załącznik nr 4: *Sprawozdania z badań sklerometrycznych betonu przy pomocy Młotka Schmidta*

Załącznik nr 5: *Analizy wymiarowe konstrukcji żelbetowej stropu w piwnicy*

Załącznik nr 6: *Karty katalogowe proponowanych materiałów naprawczych*

## **1. Podstawa opracowania**

Podstawą opracowania jest Umowa zlecenia Nr DA/92B/1024 z dnia 13.02.2024r. z Estradą Poznańską z siedzibą w Poznaniu, 61-767 Poznań, przy ul. Masztalarskiej 8.

W opracowaniu wykorzystano:

- a) Uzgodnienia dokonane z P.T. Zleceniodawcy.
- b) Dokonane w marcu 2024r. wizje lokalne wraz z badaniami makroskopowymi.
- c) Wykonaną dokumentację fotograficzną.
- d) Wykonaną inwentaryzację konstrukcji w piwnicy.
- e) Odkrywki wykonane na obiekcie.
- f) Udostępnioną przez Zleceniodawcę dokumentację inwentaryzacyjną z 2017r.
- g) Niezbędne badania dodatkowe.
- h) Aktualnie obowiązujące normy i przepisy.
- i) Niezbędną literaturę naukowo – techniczną.

## **2. Cel i zakres opracowania**

Celem niniejszego opracowania jest ocena stanu technicznego oraz możliwości nośnych konstrukcji w strefie nowo pozyskanych pomieszczeń w celu ustalenia obciążeń dopuszczalnych, a także określenia przyczyn powstania pęknięć i zarysowań w tej strefie budynku oraz przedstawienie sposobu ich naprawy. Ekspertyza dotyczy prawej oficyny budynku, tj. Piwnica – pomieszczenie po archiwum bankowym, 1 piętro – Galeria Oko Ucho, 2 piętro – przejście do działu technicznego od strony klatki ewakuacyjnej oraz części elewacji od strony dziedzińca, 3 piętro – lokal nr 25/26.

Opracowanie zawiera ogólny opis analizowanego obiektu wraz z opisem stanu istniejącego w analizowanej strefie wraz z niezbędnymi analizami. Poza tym przedstawiono wykonane na obiekcie inwentaryzacje oraz niezbędne badania, a także propozycje prac naprawczych. Całość zakończono podsumowaniem i uwagami ogólnymi. Ponadto w załącznikach zamieszczono pozostałą dokumentację fotograficzną zarysowań stropu w piwnicy (Załącznik nr 1), dokumentację rysunkową szczegółowej lokalizacji badań i zarysowań stropu (Załącznik nr 2), sprawozdania z badań wytrzymałości na ściskanie (Załącznik nr 3), sprawozdania z badań sklerometrycznych betonu (Załącznik nr 4), analizy wymiarowe konstrukcji żelbetowej stropu w piwnicy (Załącznik nr 5) oraz karty katalogowe proponowanych materiałów naprawczych (Załącznik nr 6).

### 3. Opis analizowanego obiektu

Opracowanie dotyczy kamienicy przy ul. Masztalarskiej 8, a dokładniej oficyny kamienicy o nr 8A. Lokalizację przedmiotowej kamienicy wraz z analizowaną strefą budynku przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Lokalizacja kamienicy przy ul Masztalarskiej 8 i 8A

Strefa ul. Masztalarskiej istnieje już od XIII w. o czym świadczy ufundowany w roku 1282 kościół Najświętszej Marii Panny Wspomożycielki Wiernych, który się znajduje przy skrzyżowaniu ul. Masztalarskiej z ulicą Wroniecką. Jako samodzielna ulica od XIX wieku figuruje w spisie ulic m. Poznania, jako *Marstallstrasse* zamiennie z polską nazwą *Masztalarska*. Podczas okupacji przemianowana na niemiecką nazwę *Marstallstrasse* i po wojnie, w 1946, przywrócono pierwotną polską nazwę. Stąd należy przypuszczać, że ulica rozwijała się od ul. Wronieckiej i pierwszy budynek wraz z oficynami przy ul. Masztalarskiej 8 pochodzi jeszcze z XIX w., prawdopodobnie z 1896r., a drugi przy ul. Masztalarskiej 8A (na skrzyżowaniu ulic Rynkowej/Kramarskiej/23 Lutego) wraz z oficynami już z początków XX w., prawdopodobnie z roku 1910. Świadczyć może również o tym budynek straży pożarnej z 1887 roku. W kamienicy nr 8 swoją siedzibę ma Estrada Poznańska i „Scena na Piętrze” (w oficynie), gdzie w czasach PRL siedzibę miał kabaret TEY. Pod nr 8 (w oficynie) w latach międzywojennych mieściła się restauracja Jarockiego,

która służyła za miejsce zebrań organizacji robotniczych. 16 marca 1932 na jednym z takich zebrań przemawiał Stanisław Dubois. Po wojnie, pod tym numerem od 22 marca 1945 mieścił się Komitet Dzielnicowy Śródmieście PPR, przeniesiony z kamienicy przy ul. Mielżyńskiego 3. W kamienicy pod numerem 8A odbyło się w dniu 31 października 1926 zebranie założycielskie Polskiego Związku Hokeja na Trawie, co upamiętnia stosowna tablica z 2006.



Rys. 2. Widok kamienicy przy ul Masztalarskiej 8 i 8A wraz z oficynami

Obiekt znajduje się w zabudowie zwartej i składa się z dwóch pięciokondygnacyjnych kamienic frontowych i trzech oficyn (Rys. 2). W jednej kamienicy frontowej znajdują się różne biura „Estrady Poznańskiej” oraz pozyskane po mieszkaniach lokale (ul. Masztalarska 8), w drugiej i części oficyny, znajdował się Bank Pekao (piwnice, parter i I piętro), który również został przejęty przez „Estradę Poznańską” – ul. Masztalarska 8A. Oficyny w kierunku ul. Wronieckiej zajmuje „Scena na piętrze”.

Niestety do chwili obecnej nie zachowała się żadna dokumentacja techniczna analizowanego obiektu. W posiadaniu Zleceniodawcy znajduje się jedynie szkicowa dokumentacji inwentaryzacyjnej z maja 1993r. oraz szczegółową inwentaryzację z 2017r.

Fundamenty budynku są prawdopodobnie betonowe, a podstawowa konstrukcja w piwnicy jest mieszana w części występuje monolityczna konstrukcja żelbetowa słupowo-



ryglowa, a w części murowa. W niektórych strefach następuje również wypełnienie konstrukcji szkieletowej elementami murowymi. Strop nad piwnicą jest monolityczny żelbetowy płytowo-żebrowy o grubości ok. 15-20 cm, oparty na ścianach lub na układzie szkieletowym.

Pozostałe kondygnacje wykonano w konstrukcji tradycyjnej, czyli ściany murowane z cegły pełnej tynkowane, a stropy najprawdopodobniej drewniane. W przypadku pomieszczeń o podwyższonej wilgotności (kuchnie i łazienki) należy spodziewać się stropu Kleina. Potwierdzeniem tego mogłyby być jedynie wykonane na obiekcie odkrywki. Jednakże w związku z pełnym użytkowaniem obiektu nie było to możliwe.

Nad całym obiektem wykonano dach o konstrukcji drewnianej jedno lub dwuspadowy. Nad budynkami oficyn wykonano dachy jednospadowe, częściowo mansardowe. Większość dachów jest w układzie płatwiowym, jedynie dach bezpośrednio wykonany nad salą teatralną „Sceny na piętrze” jest w konstrukcji ram żelbetowych z opartymi na nich drewnianymi kratownicami Virendeela. W obiekcie znajduje się 6 klatek schodowych, a dodatkowo w 3 miejscach występują schody prowadzące z podwórza do piwnicy.

Pokrycie dachu w od strony ulicy i w dużej części od podwórza jest ceramiczne (dachówka karpiówka w koronkę), a pozostałe dachy są pokryte papą.



Rys. 3. Przybudówka kiedyś należąca do banku w strefie podwórza

W podwórzu została dobudowana do kamienicy parterowa dobudówka mieszcząca kiedyś Bank Pekao (nr 8A), którą aktualnie zajmuje również Estrada Poznańska (Rys. 3). Prawdopodobnie umieszczono ją na legarach pod ścianami nośnymi, które oparto na stropie

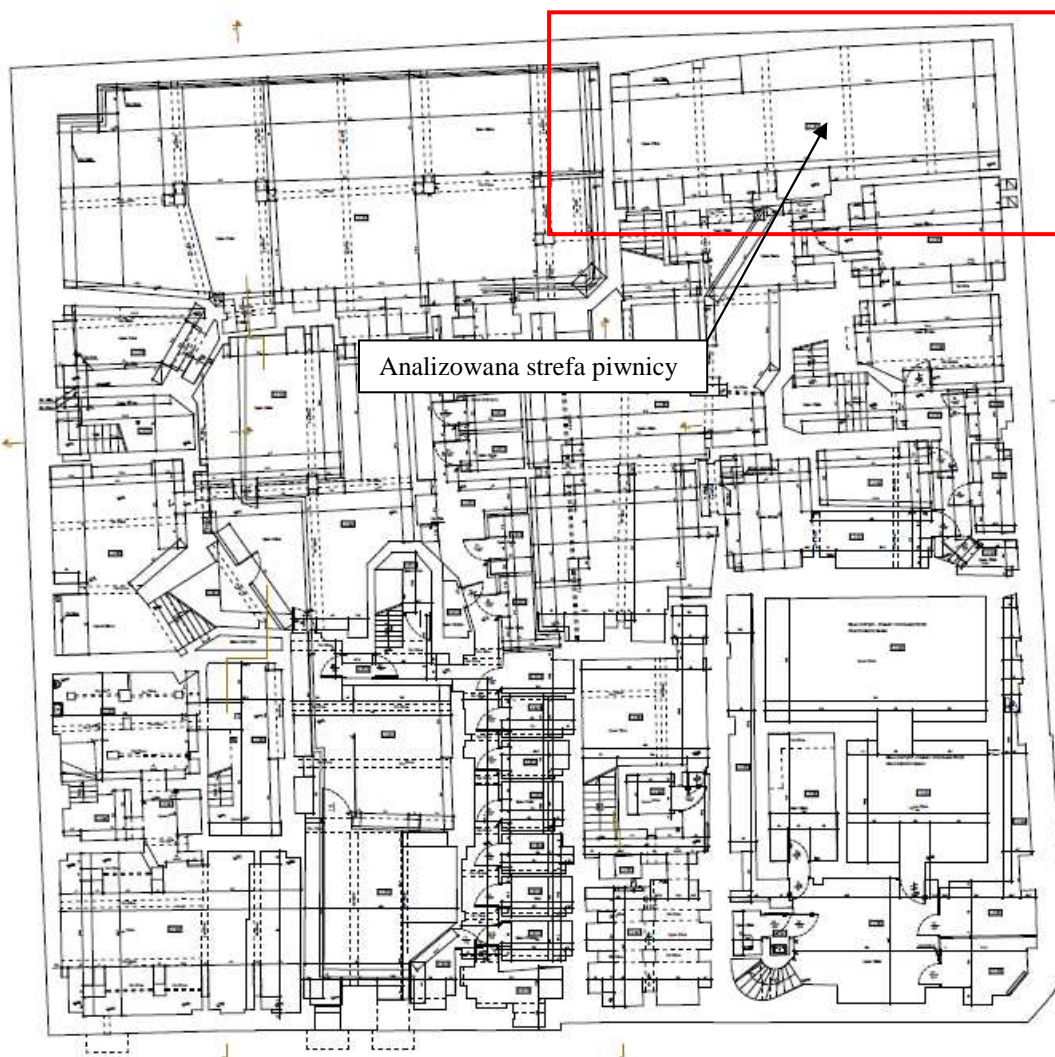
piwnicy. Pod dobudówką strop w strefie piwnicy został prawdopodobnie w roku 2008 (zgodnie z książką obiektu budowlanego założoną prawdopodobnie w roku 2008) wzmocniony stalowymi belkami na filarach ceglanych.

Powierzchnia zabudowy obiektu wynosi  $1\,119\text{ m}^2$ , powierzchnia użytkowa  $3\,347\text{ m}^2$ , a kubatura  $21\,584\text{ m}^3$ . Obiekt posiada wszelkie instalacje (elektryczną, wodno-kanalizacyjną i gazową), a ogrzewany jest na bazie kotłowni gazowej.

#### 4. Piwnica – pomieszczenia po archiwum bankowym

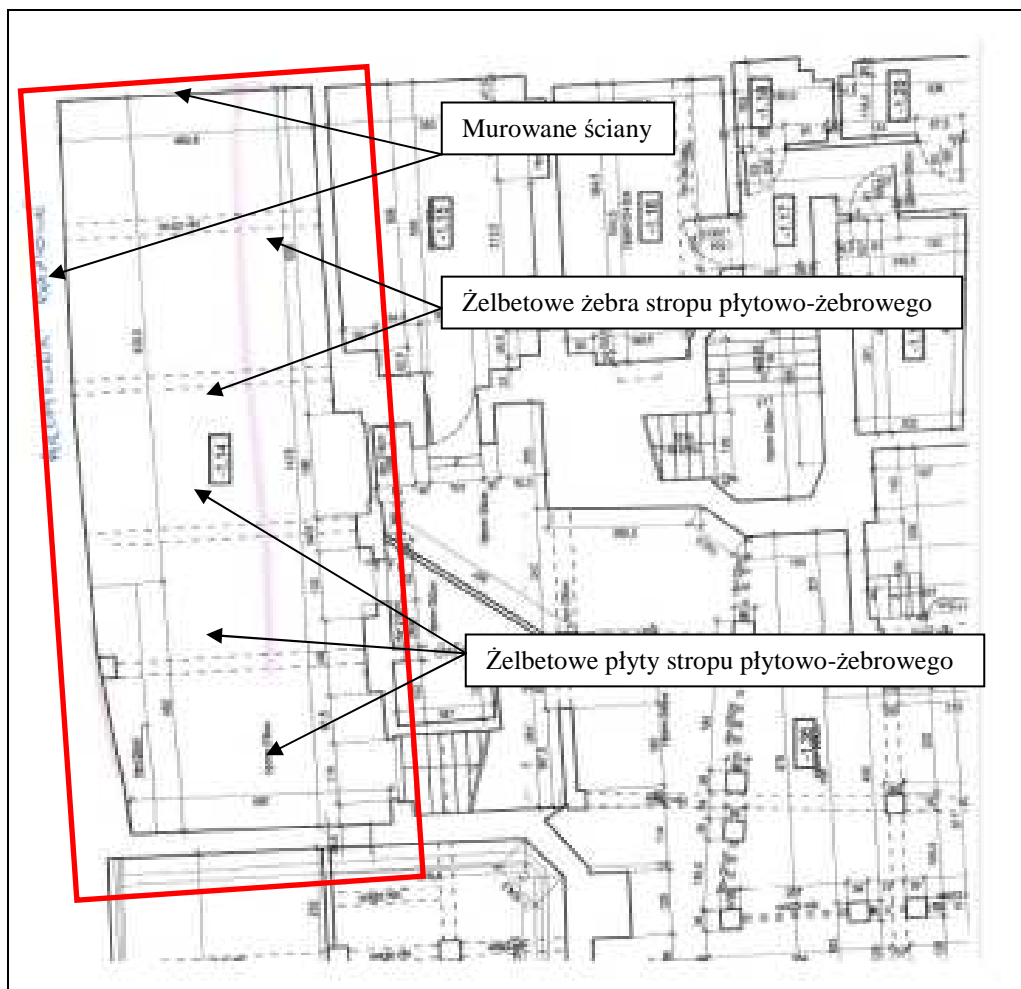
##### 4.1. Opis układu konstrukcyjnego w piwnicy

Układ konstrukcyjny w piwnicy jest układem mieszanym murowo-żelbetowym (Rys. 4).



Rys. 4. Rzut piwnicy kamienicy przy ul Masztalarskiej 8 i 8A wraz z oficynami

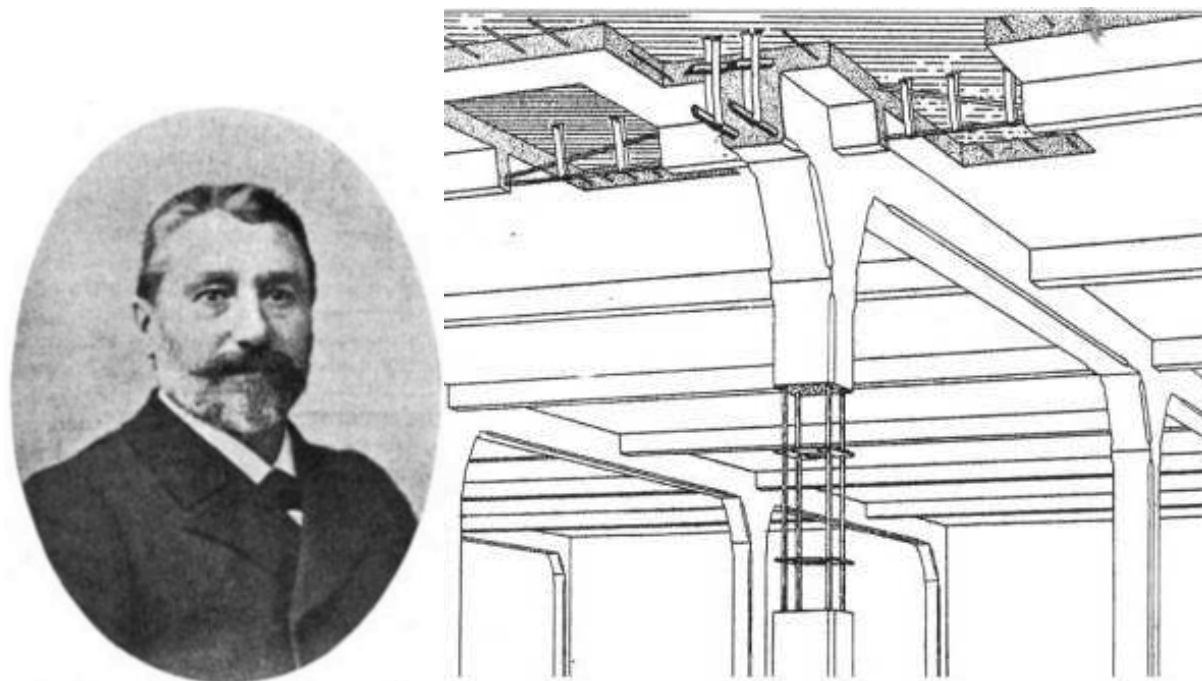
Wszystkie ściany są wykonane, jako murowane z cegły pełnej na zaprawie cementowej i otynkowane kilkucentymetrową warstwą tynku z przewagą cementowego. Na ścianach leży żelbetowy strop płytowo-żebrowy.



Rys. 5. Analizowana strefa piwnicy, kolorem czerwonym oznaczono analizowany obszar

Jest to najprawdopodobniej pierwsza konstrukcja żelbetowa nie tylko w Poznaniu, ale prawdopodobnie w całej Polsce, gdyż powstała tylko 4 lata, po opatentowaniu w 1892 roku przez francuskiego konstruktora Francois Hennebique zasady wznoszenia jednolitych konstrukcji żelbetowych szkieletowych (Rys. 6). Całość tworzyły słupy, belki i płyty stropów. Wszystkie elementy powiązane były stalowym zbrojeniem. Wynalazek miał ogromne znaczenie dla budownictwa. Natychmiast rozpowszechnił się w Europie i szybko dotarł do Polski. W naszym kraju pionierem zastosowania żelbetu w budownictwie był inżynier Marian Lutosławski, który jako pierwszy w kraju opracował naukowo i praktycznie zagadnienia

konstrukcji żelbetowej, a także zastosował tę technologię w praktyce. W latach 1908–1909 zaprojektował i zbudował dwa pierwsze żelbetowe mosty w Lublinie.



Rys. 6. François Hennebique i opatentowana przez niego konstrukcja żelbetowa

Pierwsze budynki oparte na konstrukcji żelbetowej wykonano w Warszawie około 1913 roku, według projektu Michała Kossowskiego, wzniesiono pięciopiętrowy dom handlowo-składowy o żelbetowym szkieletu konstrukcyjnym przy ulicy Długiej 39. Stał on naprzeciwko większego domu handlowo-składowego Edwarda Ahrendsa, zaprojektowanego przez Stefana Szyllera. Modernistyczno-empiryczna elewacja, wzbogacona detalem secesyjnym, na pierwszy rzut oka sprawiała wrażenie fasady kamienicy. Ale za ogromnymi oknami mieściły się pomieszczenia przeznaczone na składy towarów i sklepy. Żelbetowe konstrukcje szybko zaczęto stosować także w nowo wznoszonych kamienicach. Budowano ich coraz więcej a nowoczesne technologie, w tym konstrukcje żelbetowe, łączone z tradycyjnymi, ceglanyimi ścianami, sprawiały, że budynki mogły być coraz wyższe. Na początku często elementy z żelbetu, może z wyjątkiem domów składowych, były jeszcze chowane pod dekoracją. Surowy beton nie był godny pokazywania. Do tak radykalnych rozwiązań dopiero po 1910 roku dochodzili niemieccy architekci z Wrocławia Hans Poelzig czy Max Berg. Żelbetowe elementy konstrukcyjne wyeksponowano w 1913 roku, jednak w zupełnie innego rodzaju budowli warszawskiej. Był to wiadukt Mostu Poniatowskiego. Ogromne, żelbetowe arkady, kontrastujące z oprawą architektoniczną wież, klatek



schodowych i siedzisk zaprojektowane przez Stefana Szyllera w stylu renesansu polskiego do dziś sprawiają duże wrażenie.

Natomiast pierwszym w Poznaniu (i prawdopodobnie pierwszym w Polsce) budynkiem w całości opartym na szkieletowej konstrukcji żelbetowej jest budynek Deierlinga znajdujący się pomiędzy ul. Wrocławską i Szkolną. Inwestorem był największy wielkopolski kupiec żelazny - Jan Deierling, syn rolnika Józefa Deierlinga, wywodzącego się z rodziny bamberskiej. Obiekt powstał w 1904-1905 r. (Rys. 7, 8).



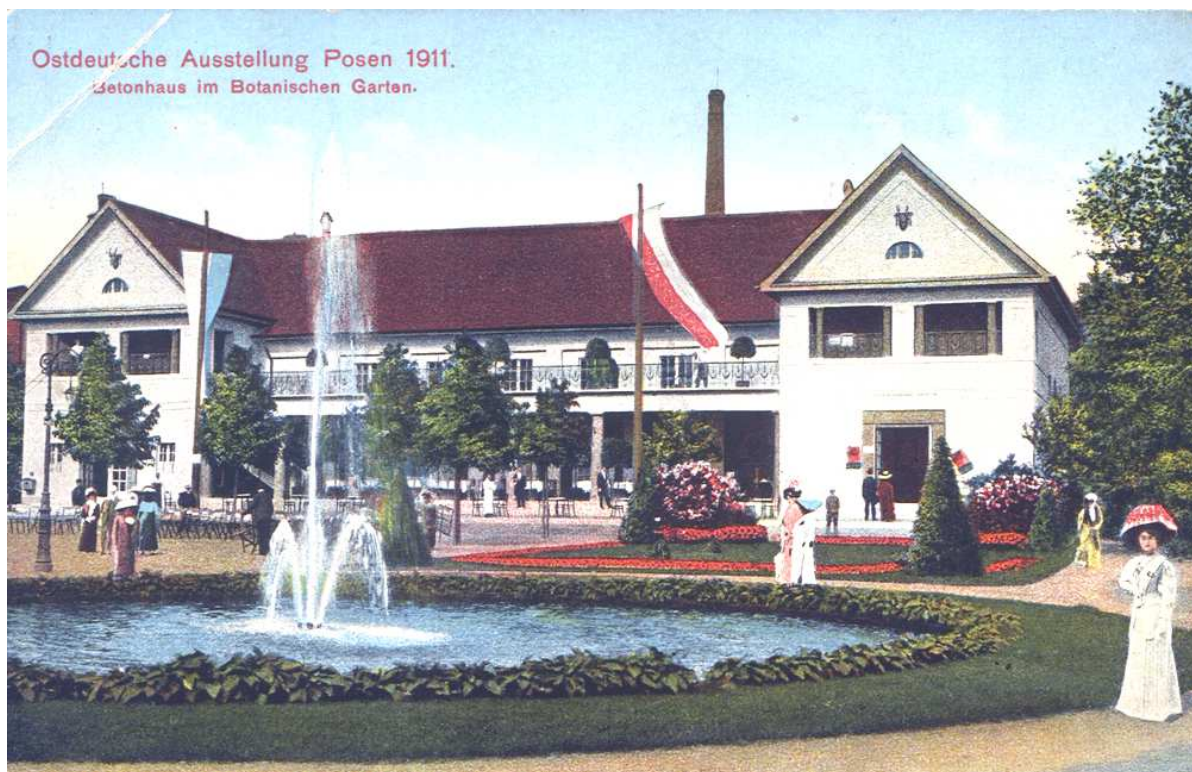
Rys. 7. Współczesny widok kamienicy Daierlinga od strony ul. Szkolnej



Rys. 8. Pamiątkowa tablica w kamienicy Daierlinga ufundowana przez córki



Natomiast w 1911r. został wybudowany w Poznaniu budynek nazwany „Betonhaus” (z racji swojej nowatorskiej na tamte czasy konstrukcji żelbetowej), jako hala wystawowa z okazji Wschodnioniemieckiej Wystawy Przemysłu, Rzemiosła i Rolnictwa zorganizowanej w Poznaniu. Halę „Betonhaus” zaprojektowali Kloth i Schneider. W hali (o pow. 1.000 m<sup>2</sup>) urządzono wystawę myśliwską, głównie trofeów Cesarza Fryderyka Wilhelma (Rys. 9).



Rys. 9. Pocztówka reklamowa Betonhausu © Biblioteka Uniwersyteck UAM

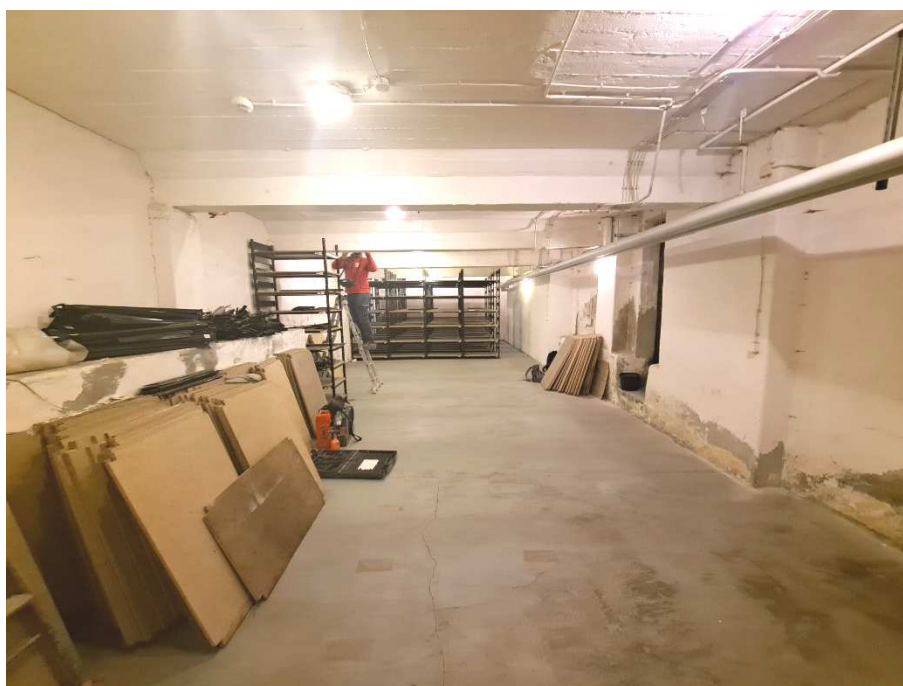
Aktualnie budynek podlega renowacji i przebudowie (Rys. 10), której zakończenie planowane jest już na wiosnę tego roku. Od tej pory budynek służyć będzie wszystkim poznanianom. Będzie tu można wpaść i miło spędzić czas. Betonhaus stanie się bowiem domem dla kota... A właściwie Czarnego Kota. Pod Czarnym Kotem to niemal już kultowa grunwaldzka winiarnia, która właśnie w Parku Wilsona będzie miała swą drugą lokalizację. Planowana jest dobra muzyka na żywo, jazz, może blues. Na sali jest scena, na której wydarzą się muzyczne historie, może też spotkania autorskie, a na piętrze znajduje się sala, która prawdopodobnie zostanie przebudowana na teatr. W Betonhausie będzie można jednak także coś zjeść. Zadba o to restauracja Petit Paris, która przygotowywana jest w głównej Sali.



Rys. 10. Betonhouse w trakcie prac rewitalizacyjnych (Foto. Łukasz Gdak/wPoznaniu.pl)

#### 4.2. Niezbędne badania w strefie piwnicy

Badania przedmiotowej części przeprowadzono w dniu 4-5 marca. W wybranych miejscach wykonano 2 odwierty rdzeniowe w belkach stropowych ( $\varnothing 50\text{mm}$ ), w celu rozpoznania zbrojenia wykonano punktowe odkrywki belek stropowych oraz płyty stropu. W celu oceny aktualnej wytrzymałości betonu metodą nieniszczącą wykonano badania sklerometryczne przy pomocy Młotka Schmidta (Rys. 11).



Rys. 11. Widok ogólny analizowanego stropu

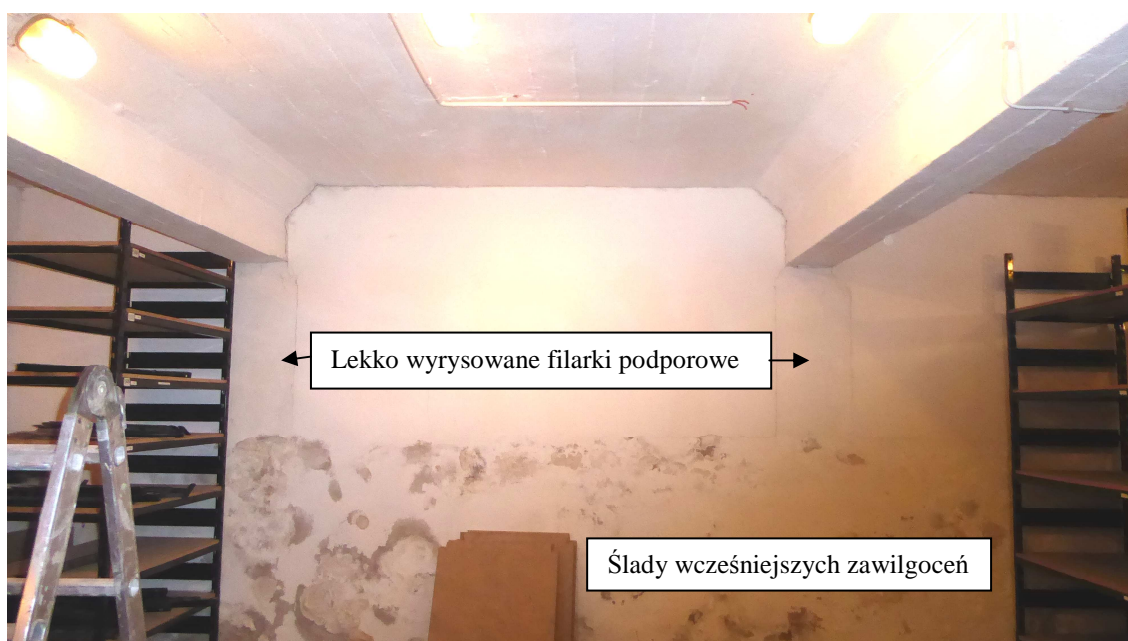


Jak widać z Rys. 11. analizowany strop jest klasycznym stropem płytowo-żebrowym opartym na ścianach zewnętrznych i wewnętrznych. W pozostałej części piwnicy zastosowano klasyczną konstrukcję żelbetową opatentowaną przez François'a Hennebique'a (Rys. 12).



Rys. 12. Konstrukcja żelbetowa zastosowana w pozostałej części piwnicy

W związku z silnym obciążeniem lokalnym w strefie oparcia żebier wykształcono specjalne filarki podporowe (Rys. 13).



Rys. 13. Widok na strefę podporową analizowanego stropu

Poza tym na Rys. 13. widać ślady zawilgoceń w związku ze zmieniającym się poziomem wód gruntowych w strefie Starego Rynku oraz zarysowania na styku filarków podpierających żebra z pozostałą częścią ściany podporowej.



Rys. 14, 15. Odkrywka w strefie podparcia żebra na filarku nośnym

Jak widać z Rys. 14 i 15 filarki nośne pod żebrami stropu płytowo-żebrowego są filarkami murowymi, tak jak pozostała część ściany.

Zakres planowanych badań obejmował:

- badania makroskopowe i inwentaryzację zarysowań,

- wykonanie badań sklerometrycznych (nieniszczących) przy pomocy Młotka Schmidta,
- lokalne badania niszczące betonu przy pomocy nielicznych odwiertów rdzeniowych,
- określenie otuliny i rozstawu prętów zbrojeniowych przy użyciu skanera ferromagnetycznego,
- wykonanie punktowych odkrywek,
- określenie zasięgu karbonatyzacji,
- pozostałe badania chemiczne.

#### 4.2.1. Badania makroskopowe wraz z analizą zarysowań

Podczas oględzin przedmiotowej konstrukcji stwierdzono uszkodzenia w postaci zarysowań stropu oraz belek żelbetowych. Zarysowania występowały głównie po jednej stronie analizowanego obszaru, w poprzek rozpiętości analizowanego stropu i wyraźnie przenosiły się z wcześniejszych zarysowań ściany zewnętrznej oraz jednej ze ścian wewnętrznych po drugiej stronie, wzdłuż których strop był oparty. Były najprawdopodobniej efektem wcześniejszych zarysowań ścian, najprawdopodobniej w wyniku lokalnego osiadania fundamentów. Rozwartości zarysowań wynosiły od 0,1 do 5 mm. W narożu przedmiotowej części ściany zewnętrznej oraz w narożu analizowanej ściany wewnętrznej występowała szczelina o rozwartości maksymalnej wynoszącej 5 mm, która w tej rozwartości przeniosła się ze ściany szczytowej na lokalnie na płytę stropową oraz na styk podporowy stropu z otaczającymi go ścianami. Szczegółową dokumentację zarysowań i ich przebieg przedstawiono w Załączniku nr 1 opracowania, a w Załączniku nr 2 opracowania przedstawiono szczegółową lokalizację zarysowań.

Poniżej przedstawiono pomiar rozwartości i głębokości analizowanych zarysowań (Rys. 16-23).



Rys. 16. Pomiar rozwartości zarysowania – 0,1 mm





Rys. 17. Pomiar rozwartości zarysowania – 0,25 mm



Rys. 18. Pomiar rozwartości zarysowania – 0,35 mm



Rys. 19. Pomiar rozwartości zarysowania – 0,4 mm



Rys. 20. Pomiar rozwartości zarysowania – 0,6 mm





Rys. 21. Pomiar rozwartości zarysowania – 2 mm



Rys. 22. Pomiar rozwartości zarysowania – 5 mm



Rys. 23. Głębokość szczeliny w stropie -  $>8\text{cm}$

#### 4.2.2. Wykonanie niezbędnych odkrywek wraz z pomiarami elementów konstrukcyjnych

W celu zwymiarowania elementów analizowanego stropu dokonano jego pomiarów (Rys. 24-26).



Rys. 24. Pomiar szerokości belki środkowej – 24,5 cm



Rys. 25. Pomiar szerokości belki skrajnej – 29 cm

W trakcie oględzin wykonano przewiert wiertłem przez wszystkie warstwy stropu w celu określenia jego grubości. Grubość wszystkich warstw wynosi ok. 29,0 cm. Stwierdzono, że grubość stropu wynosi ok. 20 cm, kolejne 9 cm stanowi, pustka bądź izolacja akustyczna oraz warstwa wykończeniowa (Rys. 26).



Rys. 26. Pomiar grubości wszystkich warstw stropu – ok. 29 cm



Dokonano również odkrywek w strefie podporowej, belek (zeber) oraz płyty, analizowanego stropu (Rys. 27, 28).



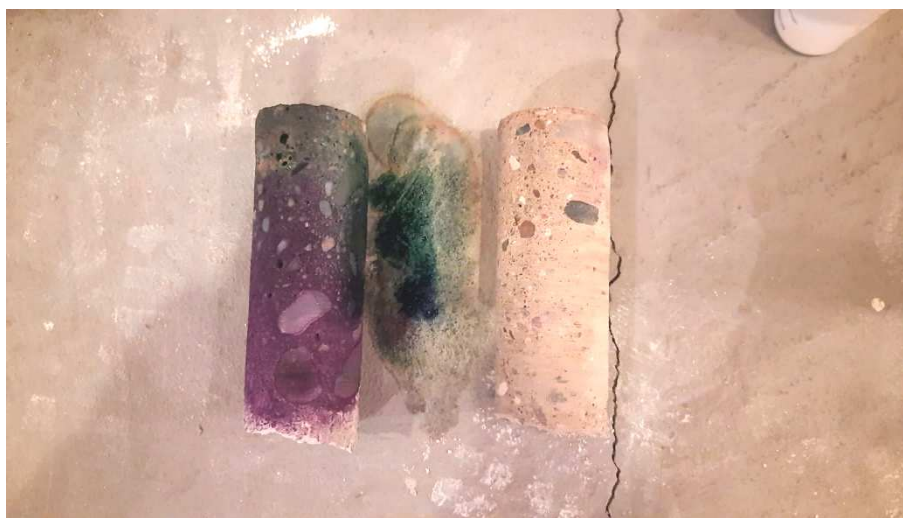
Rys. 27. Odkrywka w celu weryfikacji oparcia belki żelbetowej



Rys. 28. Odkrywka w celu weryfikacji oparcia płyty stropowej na połączeniu ze ścianą zewnętrzną

4.2.3. *Pobranie niezbędnych próbek wraz z ich oceną i badaniem wytrzymałości betonu na ściskanie*

Badanie wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono metodą niszczącą na odwiertach rdzeniowych o średnicy  $\Phi 50$  mm. Odwierty pobrano z konstrukcji belek żelbetowych przy użyciu wiertnicy diamentowej w osłonie wodnej. Odwiercone rdzenie zostały przycięte na pile diamentowej i szlifowane do momentu uzyskania odpowiednich wymiarów  $\Phi/h=1:1$ , a także równości i prostopadłości powierzchni (Rys. 29-31).

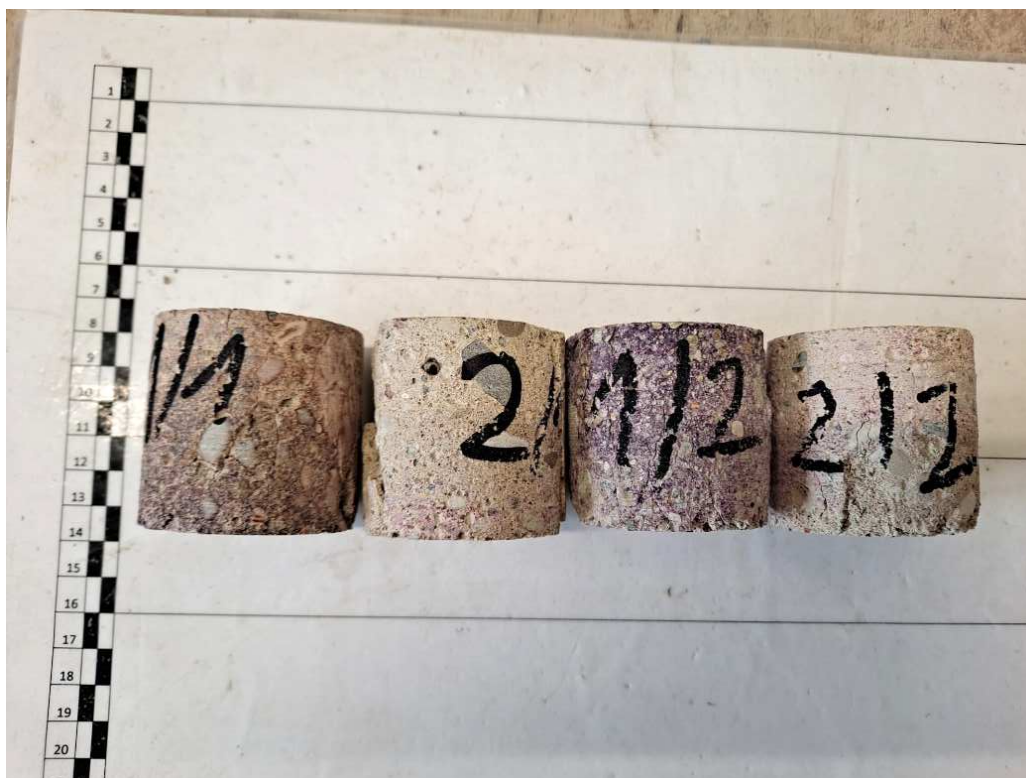


Rys. 29. Odwiercone próbki z belek stropowych



Rys. 30. Próbki przygotowane do badań wytrzymałościowych





Rys. 31. Widok próbek po badaniach wytrzymałościowych

W wykonanych odwiertach dokonano również pomiaru maksymalnej średnicy kruszywa, która wynosiła od 14 do ponad 16 mm (Rys. 32, 33).



Rys. 32. Pomiar maksymalnej średnicy kruszywa na odwiercie nr 1



Rys. 33. Pomiar maksymalnej średnicy kruszywa na odwiercie nr 2

Tak przygotowane próbki przeznaczono następnie do badania w maszynie wytrzymałościowej. Przygotowano po 2 próbki badawcze z każdego odwierconego rdzenia.

Uzyskane wartości wytrzymałości betonu na ściskanie dla konstrukcji belek żelbetowych wynoszą od **9,0 MPa** do **14,8 MPa**, wartość średnia wynosi **12,0 MPa**.

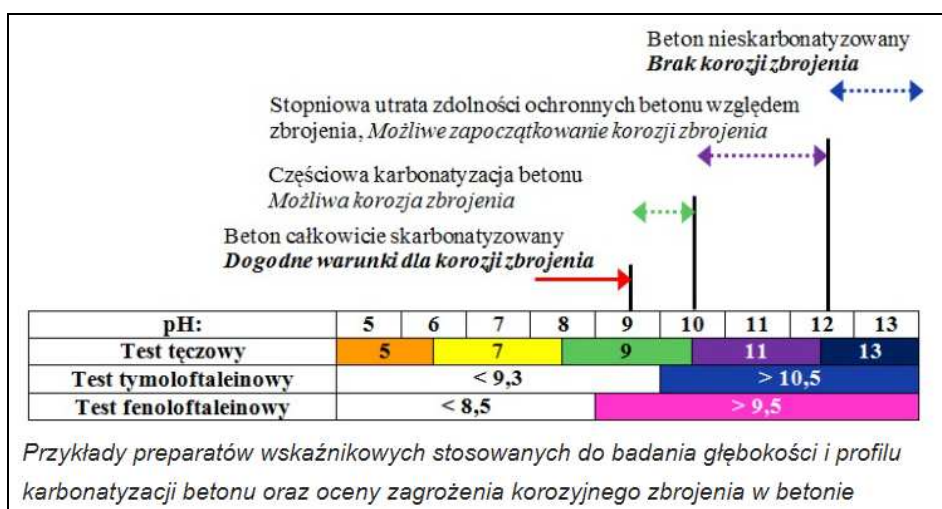
Sprawozdania z badań wytrzymałości na ściskanie znajdują się w Załączniku nr 3 opracowania.

#### *4.2.4. Badanie sklerometryczne betonu przy pomocy Młotka Schmidta*

Metodą nieniszczącą, przy użyciu Młotka Schmidta, oceniona została jednorodność betonu belek oraz płyty stropowej. Wykonano również szacowanie wytrzymałości na ściskanie betonu. Pomiary przeprowadzono dla płyty od dołu, natomiast dla belki od boku elementu. Na podstawie liczby odbicia, przy wykorzystaniu algorytmów podanych w Instrukcji ITB nr 210 oszacowana została również klasa wytrzymałościowa betonu. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że beton płyty stropowej posiada dostateczną jednorodność betonu, beton belki żelbetowej charakteryzuje się średnią jednorodnością betonu. Oszacowano, że beton płyt stropowych odpowiada w przybliżeniu parametrom wytrzymałościowym dla klasy **C20/25**, natomiast beton belki odpowiada parametrom wytrzymałościowym dla klasy **C30/37**. Wyniki badania młotkiem Schmidta zamieszczono w Załączniku nr 4 opracowania.

#### 4.2.5. Badanie karbonatyzacji

W celu sprawdzenia karbonatyzacji wykonano badanie pH betonu przy użyciu preparatu Rainbow-Test (tęczowego) oraz fenoloftaleiny. Oznaczanie wykonano na odwierconych rdzeniach betonowych oraz w punktowych odkrywkach. Zielono-fioletowe zabarwienie preparatu Rainbow-Test świadczy o pH betonu  $>9$  co wiąże się odpowiednimi parametrami ochronnymi stali. W przypadku zastosowania fenoloftaleiny zabarwienie betonu na różowo, świadczy o pH betonu  $>9,5$ , w związku z tym przyjmuje się, że badany beton posiada względnie dobre parametry ochronne stali, czyli nie jest skarbonatyzowany (Rys. 34).



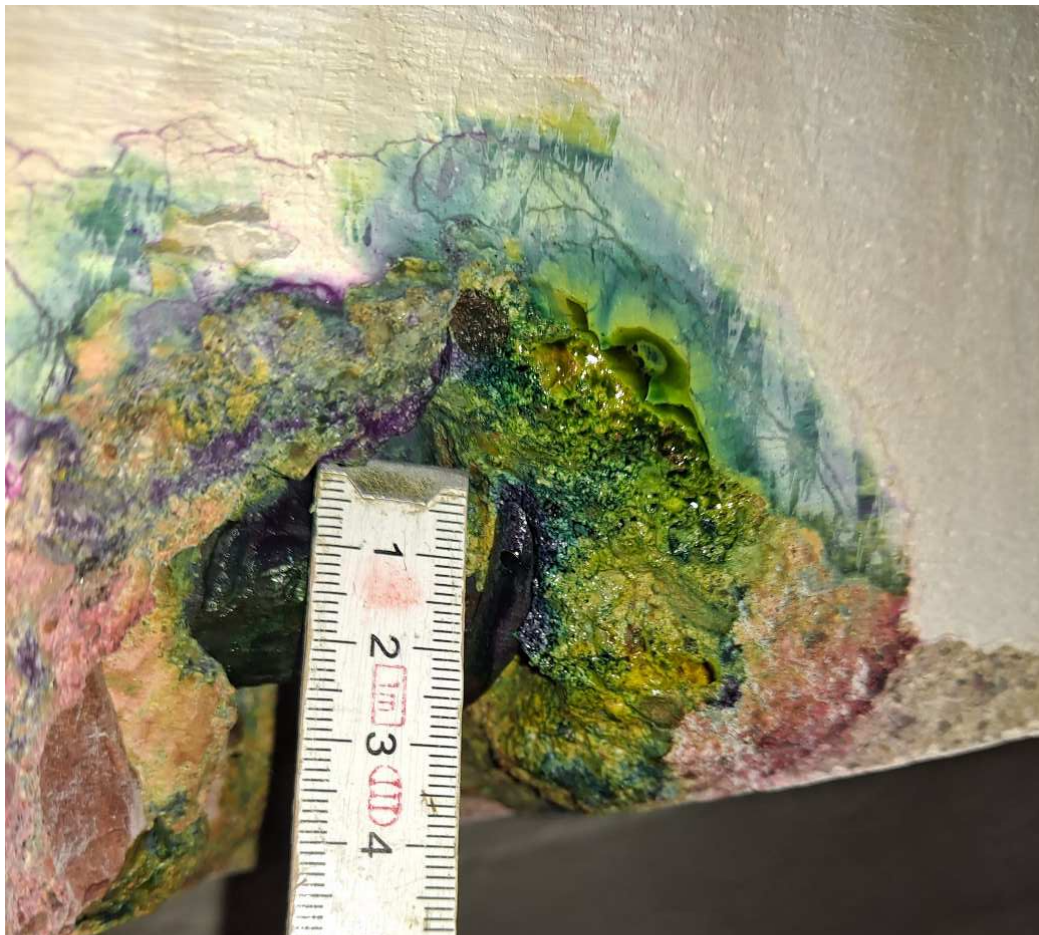
Rys. 34. Przykłady preparatów wskaźnikowych Rainbow-Test oraz fenoloftaleiny

Na Rys. 35-38 przedstawiono pomiary karbonatyzacji betonu na wykonanych próbkach rdzeniowych i w wykonanych odkrywkach.



Rys. 35. Pomiar karbonatyzacji betonu na wykonanych próbkach rdzeniowych pobranych z belek żelbetowych. Po lewej stronie zastosowano test tęczyowy a po prawej fenoloftaleinę. Jak widać w obu przypadkach brak karbonatyzacji



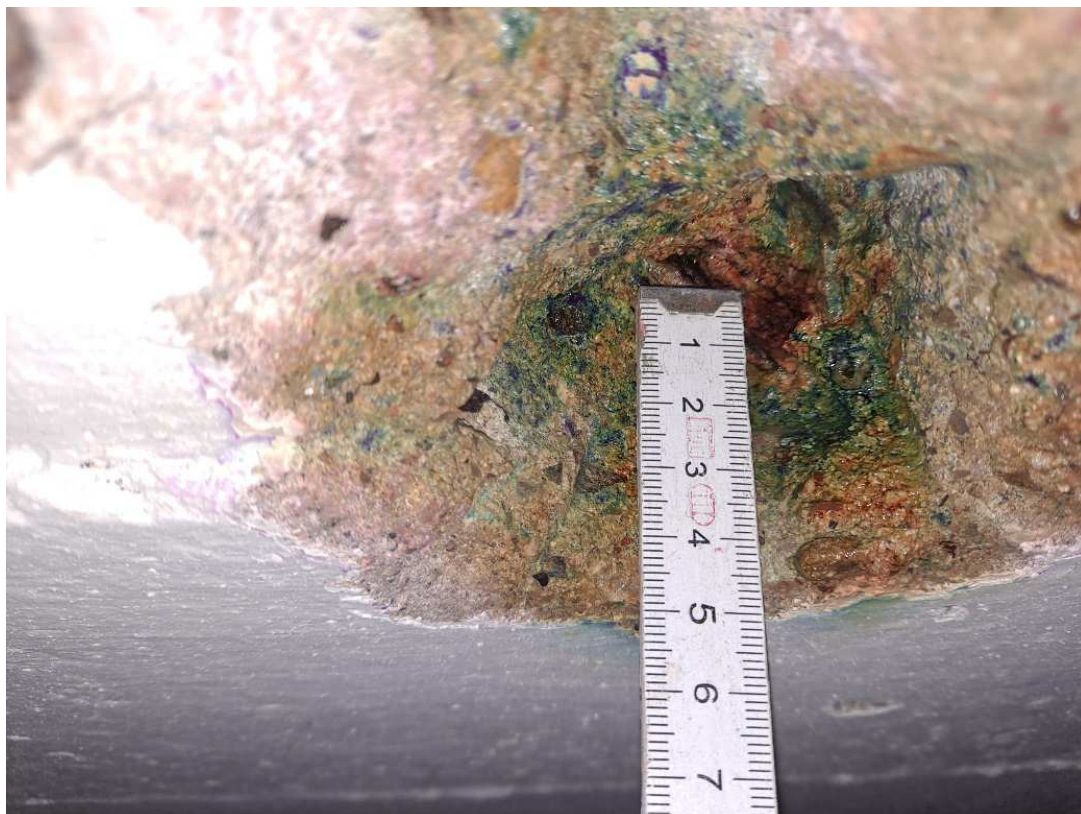


Rys. 36. Pomiar karbonatyzacji betonu w odkrywce nr 1 ( $\text{pH} > 9$ ) – belka

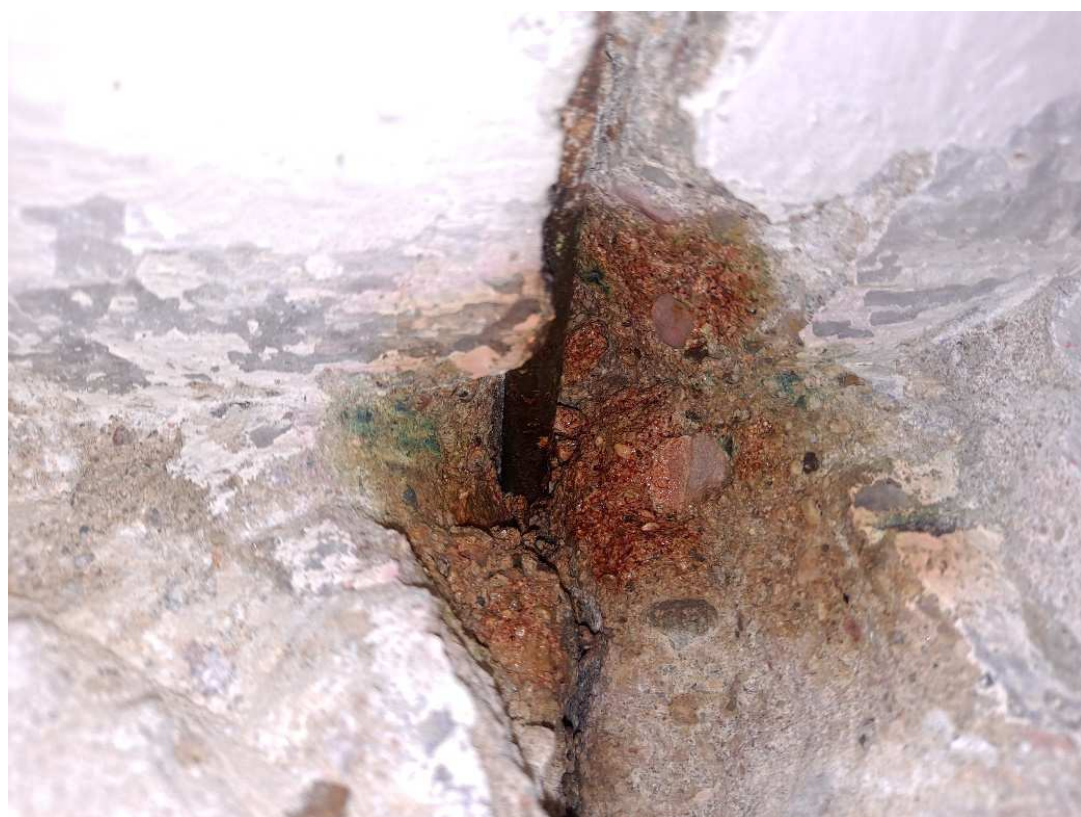


Rys. 37. Pomiar karbonatyzacji betonu w odkrywce nr 2 – płyta





Rys. 38. Pomiar karbonatyzacji betonu w odkrywce nr 3 – płyta



Rys. 39. Pomiar karbonatyzacji betonu w odkrywce nr 4 – płyta/ściana.

Zestawienie wyników przedstawiono w Tabeli 1.

Tab. 1. Zestawienie wyników pomiaru głębokości karbonatyzacji

Lp.	Lokalizacja	Głębokość skarbonatyzowania [mm]
1.	odwiert nr 1 - belka	brak
2.	odwiert nr 2 - belka	brak
3.	odkrywka 1 - belka	brak
4.	odkrywka 2 - płyta	20
5.	odkrywka 3 - strop	20
6	odkrywka 4 – strop/ściana	35

#### 4.2.6. Pozostałe badania chemiczne

Do analizy chemicznej pobrano wierzchnie warstwy betonu z wcześniej wykonanych odkrywek. Łącznie pobrano 2 próbki, po jednej z belki i płyty. Do określenia zawartości jonów chlorkowych w rozpatrywanej konstrukcji, wykorzystano metodę miareczkowania. Metodą analityczną (kolorymetryczną) przy wykorzystaniu zestawu pasków wskaźnikowych Merck określono zawartość jonów siarczanowych, azotanowych oraz pH.

Zgodnie z instrukcją IBDIM oraz wytycznymi literaturowymi (Zybura A.: *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu*, PWN, Warszawa, 2011) dla żelbetu graniczna wartość zawartości chlorków w betonie odpowiada 0,4% masy cementu. Przy założeniu, że na 1 m<sup>3</sup> betonu przypada 400 kg cementu, a gęstość pozorna betonu wynosi 2300 kg/m<sup>3</sup> (wyznaczona empirycznie) to wartość graniczna zawartości chlorków w masie betonu dla żelbetu wynosi **0,068%**.

Wartość dopuszczalna zawartości siarczanów została ustalona na podstawie wytycznych literaturowych (Czernecki L., Emmons P. H.: *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*, Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2002) jako 3% masy cementu. Przy założeniu, że na 1 m<sup>3</sup> betonu przypada 400 kg cementu, a gęstość pozorna betonu wynosi 2300 kg/m<sup>3</sup> (wyznaczona empirycznie) to wartość graniczna zawartość siarczanów w masie betonu dla żelbetu wynosi **0,52%**.

Otrzymane wyniki badań zestawiono w Tabeli 2.

Tab. 2. Zestawienie wyników poszczególnych jonów w próbkach

Lp.	Oznaczenie próbki	Właściwości chemiczne			
		pH	Siarczany $\text{SO}_4^{2-}$ [%]	Chlorki $\text{Cl}^{1-}$ [%]	Azotany $\text{NO}_3^{1-}$ [%]
1.	Belka	7	<0,1	0,01	0,00
2.	Płyta	7	<0,1	0,01	0,00

Jak widać w analizowanym stropie nie stwierdzono żadnego rodzaju korozji chemicznej.

#### 4.2.7. Skanowanie konstrukcji przy pomocy skanera ferromagnetycznego

Skanowanie rozkładu zbrojenia wykonano przy wykorzystaniu detektora zbrojenia Profometer 650AI firmy Proceq (Rys. 40).



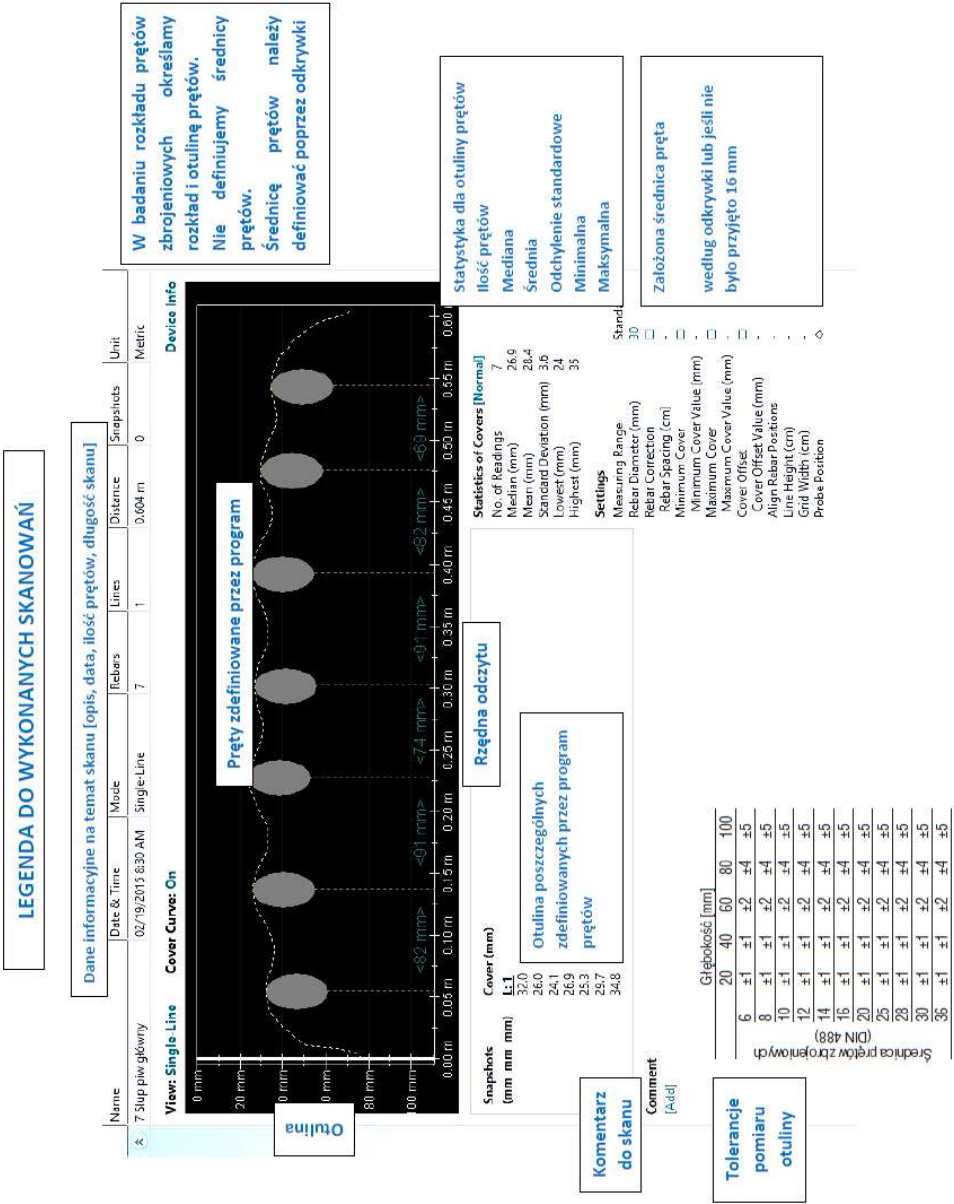
Rys. 40. Detektor zbrojenia Profometer 650AI firmy Proceq

Urządzenie wykorzystuje impuls elektromagnetyczny technologii indukcyjnej do wykrywania prętów zbrojeniowych. Zasięg efektywny pracy skanera to 8,0 cm. W przypadku prętów występujących powyżej tej głębokości, skaner nie wskaże ich na obrazie. Jeżeli pręty występujące głębiej są pokazane na skanie, to ich rozmieszczenie należy traktować jako niemiernorodne. Podczas przejazdu skanerem wzdłuż danej osi wyznaczane są pręty umieszczone prostopadle (Rys. 41).





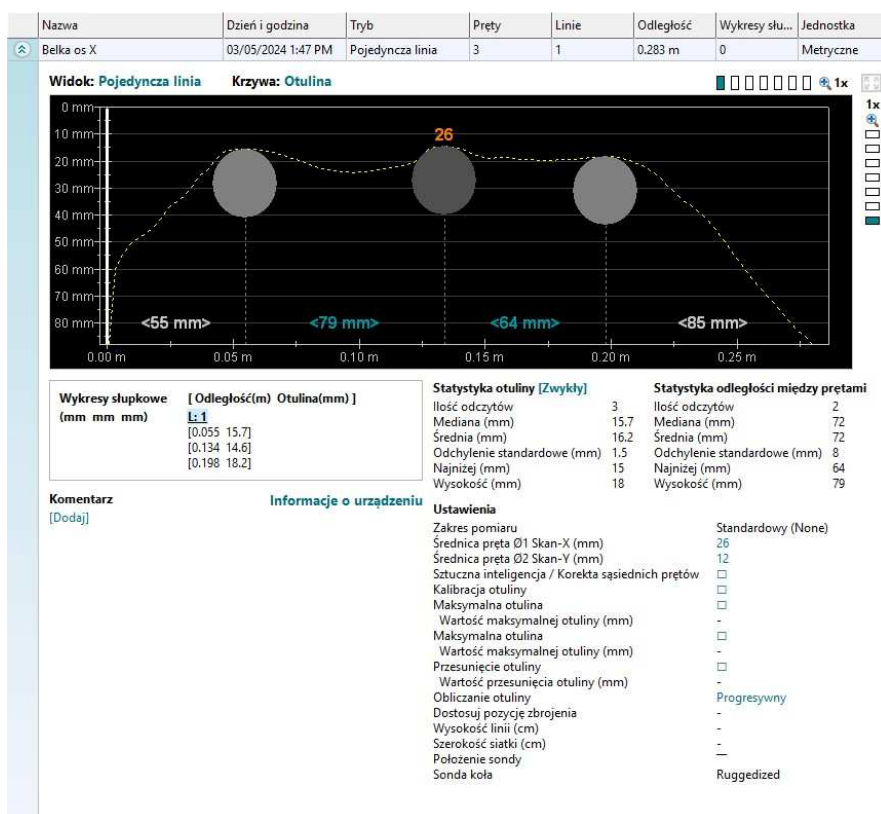
Rys. 41. Skanowanie analizowanego stropu w poszukiwaniu zbrojenia



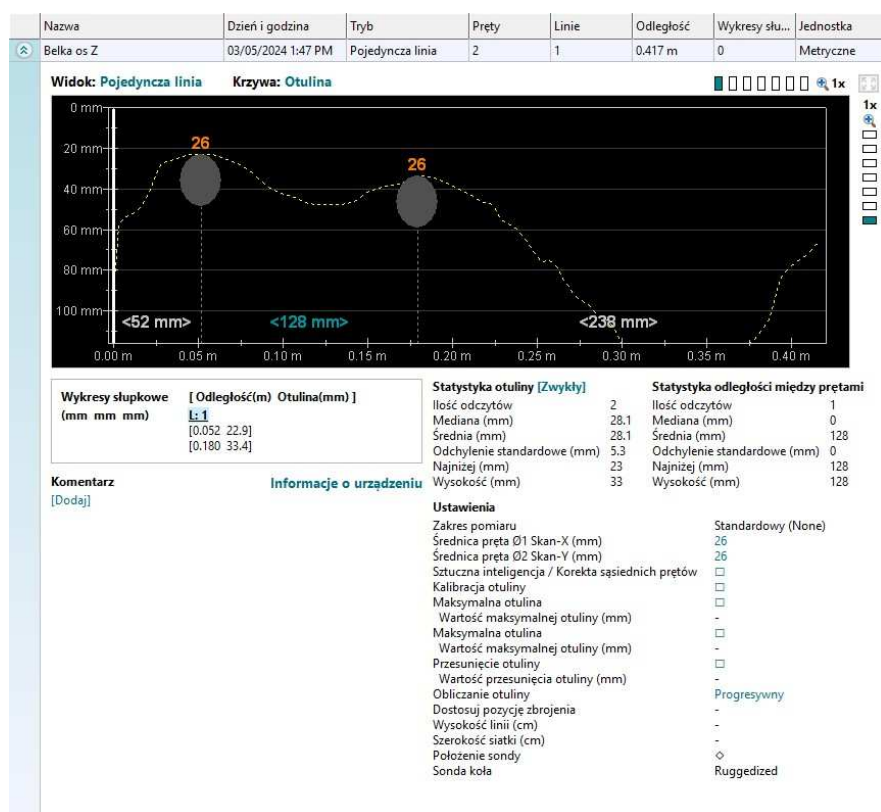
Rys. 42. Legenda do skanowań z Rys. 43-50



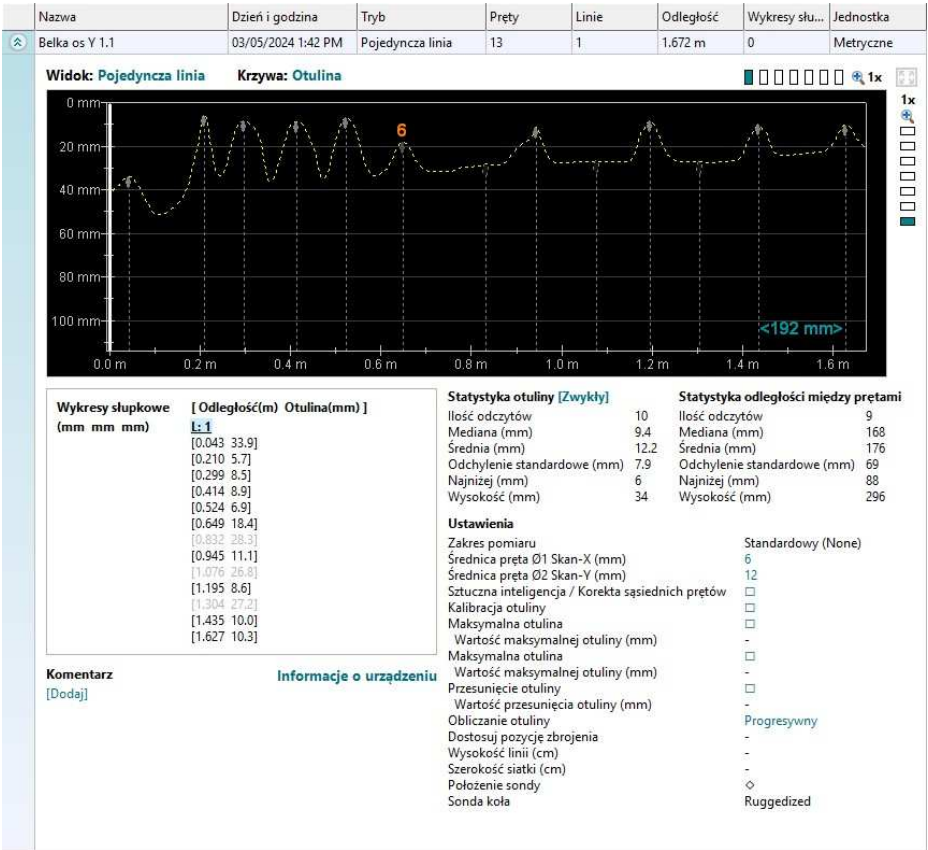
Na kolejnych rysunkach (Rys. 43-50) przedstawiono wykonane obrazy skanowań.



Rys. 43. Zbrojenie główne dolne w belce



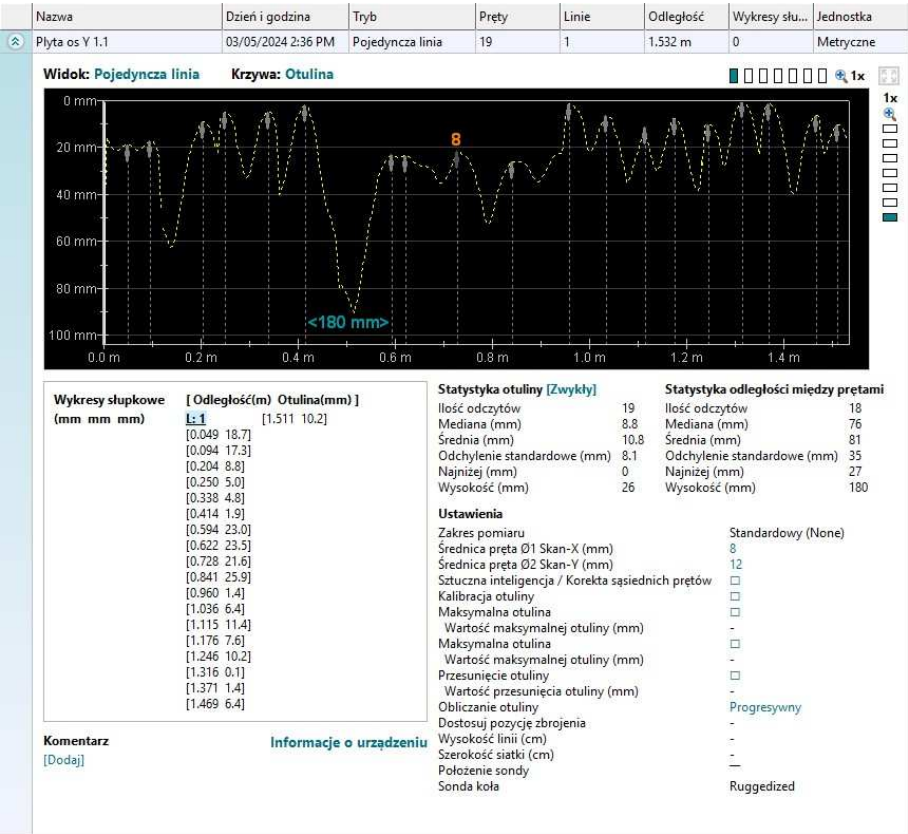
Rys. 44. Zbrojenie główne w belce na dwóch poziomach



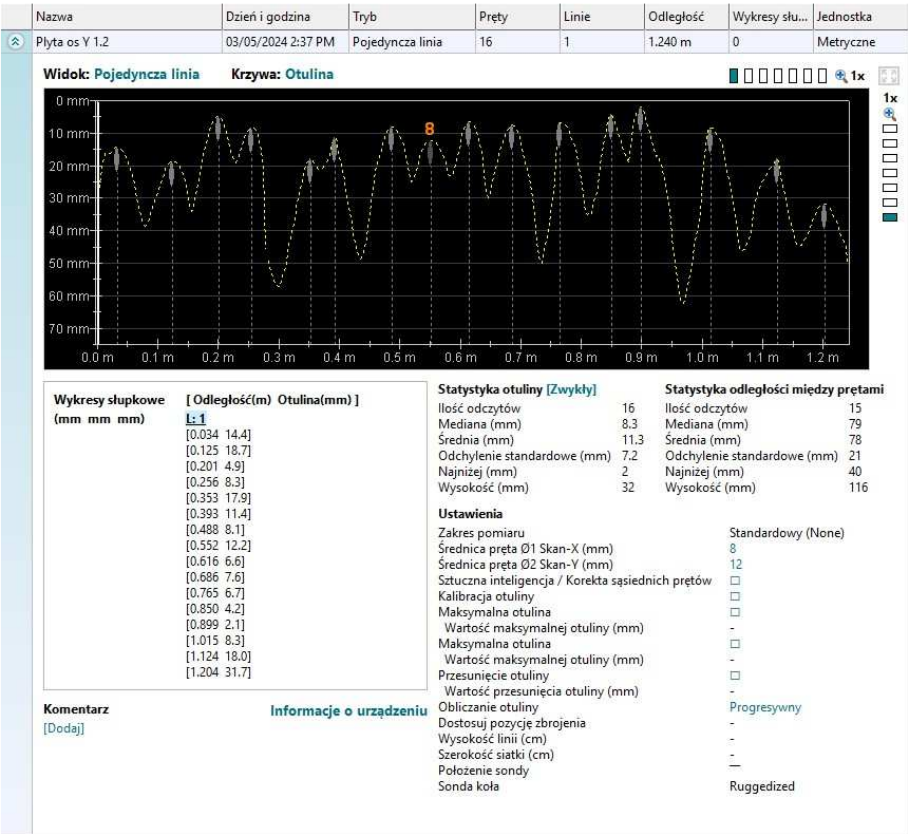
Rys. 45. Rozstaw strzemion w belce w strefie podporowej



Rys. 46. Rozstaw strzemion w belce w pozostałych strefach

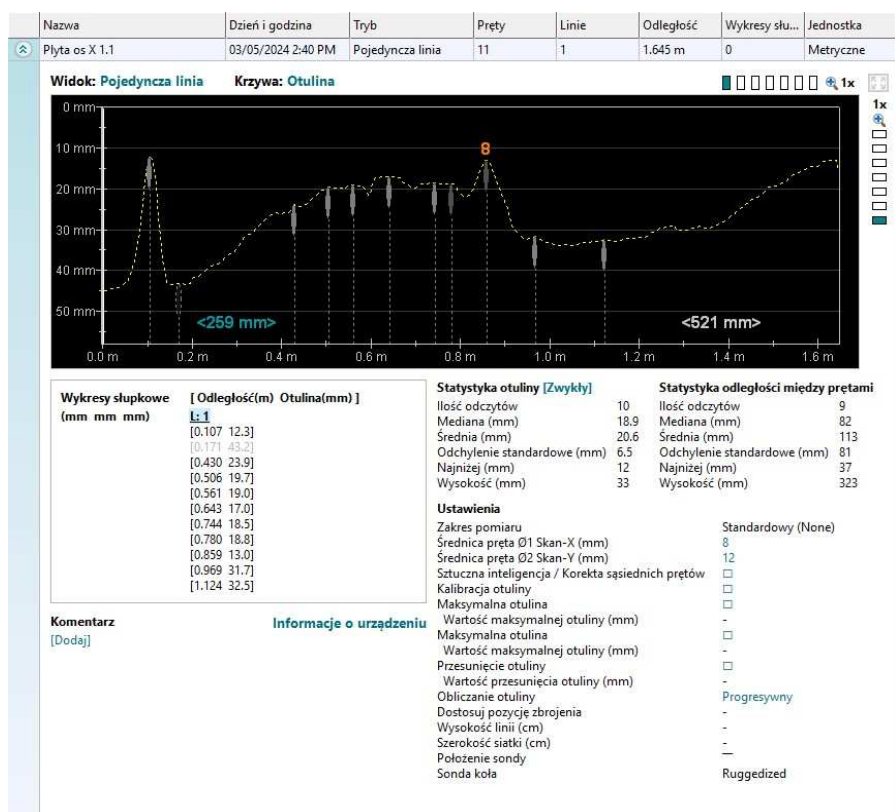


Rys. 47. Rozstaw strzemion w płycie 1 pomiędzy belkami



Rys. 48. Rozstaw strzemion w płycie 2 pomiędzy belkami





Rys. 49. Rozstaw strzemion w płycie 1 wzdłuż belek

#### 4.2.8. Wykonanie odkrywek w celu określenia rodzaju i średnicy zbrojenia

W celu potwierdzenia średnic istniejącego zbrojenia wykonano niezbędne odkrywki, zarówno w belach jak i płycie (Rys. 50-53).

Rys. 50. Pomiar średnicy głównego zbrojenia belki –  $\Phi 26$  mm

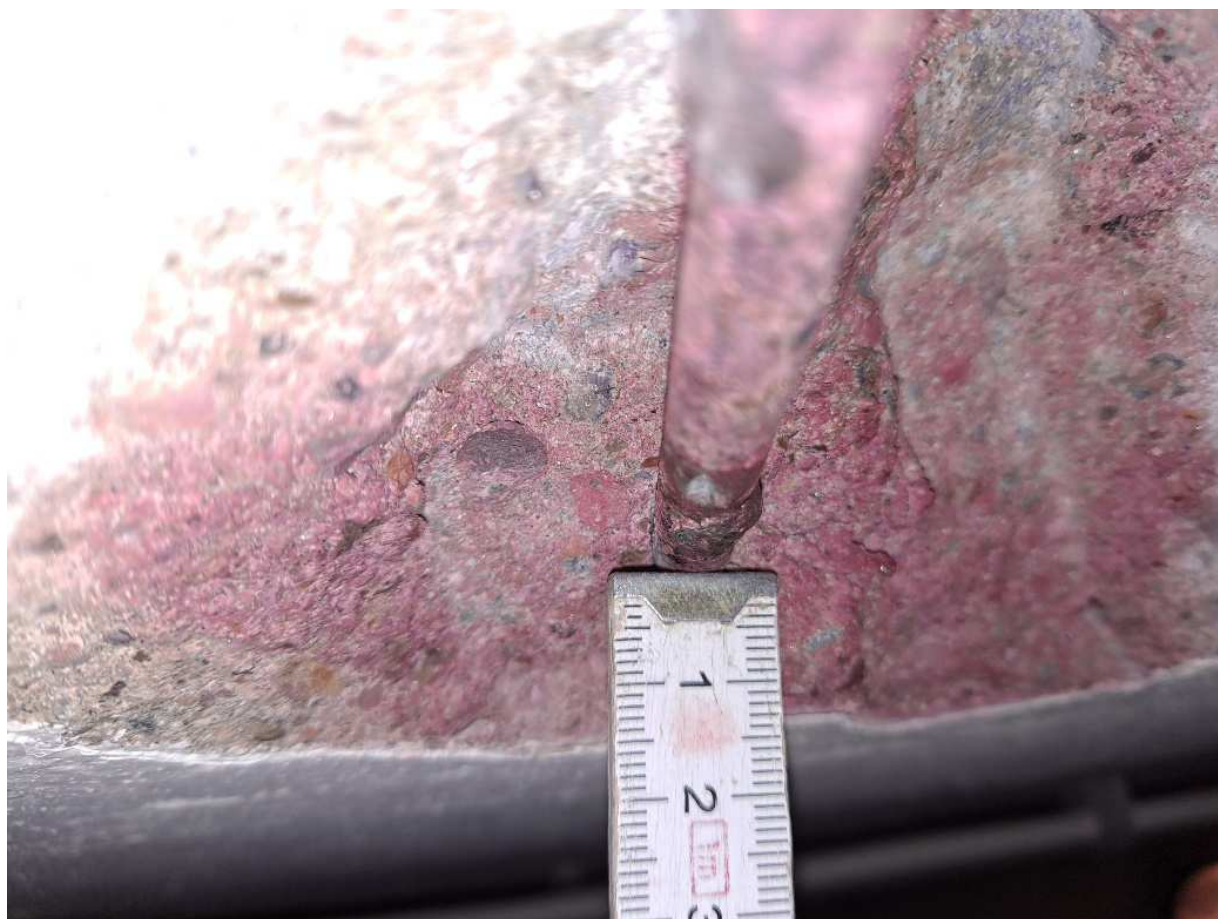


Rys. 51. Pomiar średnicy strzemion w belce –  $\Phi 6$  mm



Rys. 52. Pomiar średnicy zbrojenia w płycie –  $\Phi 8$  mm





Rys. 53. Pomiar grubości otuliny w płycie – ok. 15 mm

Wyniki pomiaru grubości otuliny oraz średnicy zbrojenia przedstawiono w tabeli 3.

Tab. 3. Zestawienie wyników skanowań

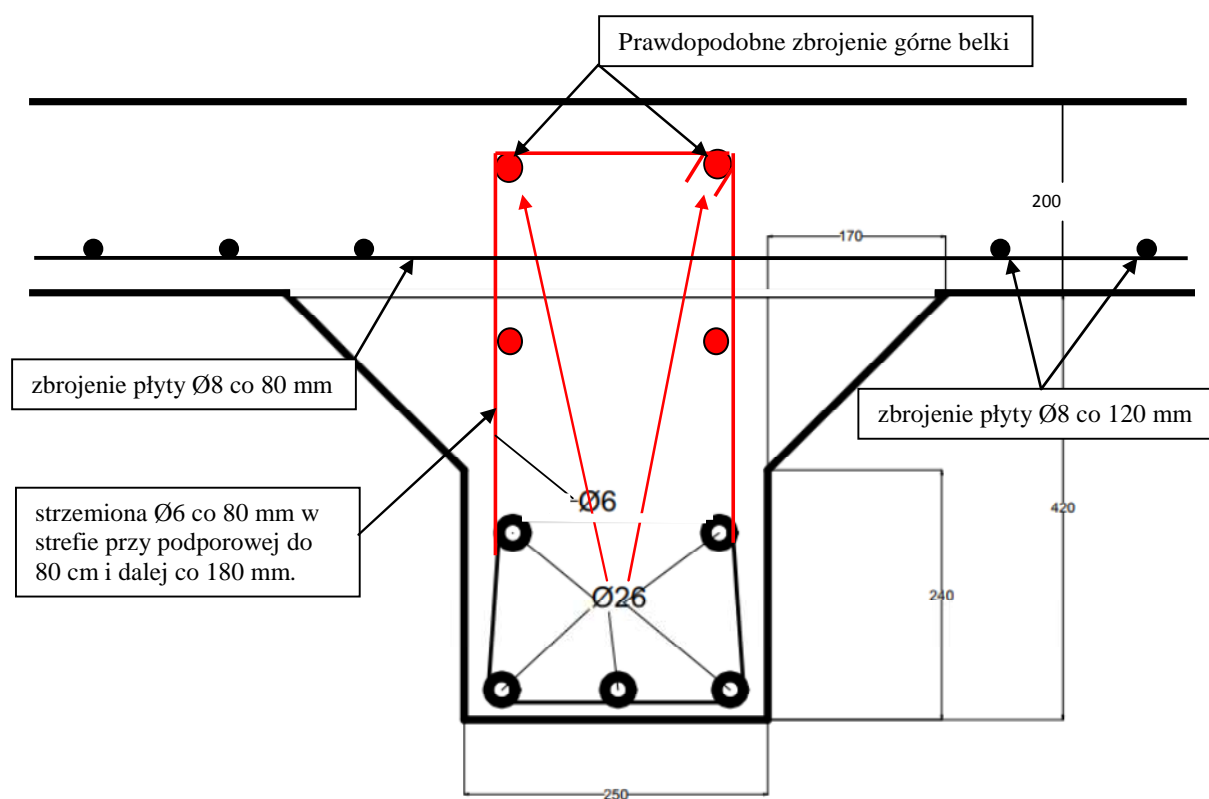
Lp.	Oznaczenia	Ilość	Otulina [mm]			Rozstaw [cm]			Średnica [mm]	Rodzaj
			Min	Max	Średnia	Min	Max	Średni		
1	Belka oś X	3	14,6	18,2	<b>16,2</b>	6,4	7,9	<b>7,2</b>	26	gładki
2	Belka oś Y	10	5,7	33,9	<b>12,2</b>	8,9	29,6	<b>17,6</b>	6	gładki
3	Belka oś Y	8	0,2	12,9	<b>8,2</b>	5,7	24,4	<b>18,0</b>	6	gładki
4	Belka oś Y	3	11,8	12,4	<b>12,1</b>	14,0	19,5	<b>16,8</b>	6	gładki
5	Belka oś Y	6	0,1	29,9	<b>16,0</b>	2,5	15,2	<b>8,0</b>	6	gładki
6	Belka oś Z	2	22,9	33,4	<b>28,2</b>	12,8	12,8	<b>12,8</b>	26	gładki
7	Płyta oś X	10	12,3	32,5	<b>20,6</b>	3,6	32,3	<b>11,3</b>	8	gładki
8	Płyta oś Y	19	0,1	25,9	<b>10,8</b>	2,8	18,0	<b>8,1</b>	8	gładki
9	Płyta oś Y	16	2,1	31,7	<b>11,3</b>	4,0	11,6	<b>7,8</b>	8	gładki
10	Płyta oś Y	11	9,3	26,4	<b>16,8</b>	2,1	14,0	<b>7,7</b>	8	gładki



W wykonanych odkrywkach stwierdzono zastosowanie następującego zbrojenia:

- Belka żelbetowa:
  - zbrojenie główne – pręt gładki,  $\Phi 26\text{mm}$ ,
  - strzemiona – pręt gładki,  $\Phi 6\text{mm}$ .
- Płyta stropowa:
  - zbrojenie główne, pręt gładki,  $\Phi 8\text{mm}$ .

Na podstawie przeprowadzonych skanowań i odkrywek można już ustalić jak wyglądało zbrojenie analizowanego stropu, co przedstawiono na Rys. 54.

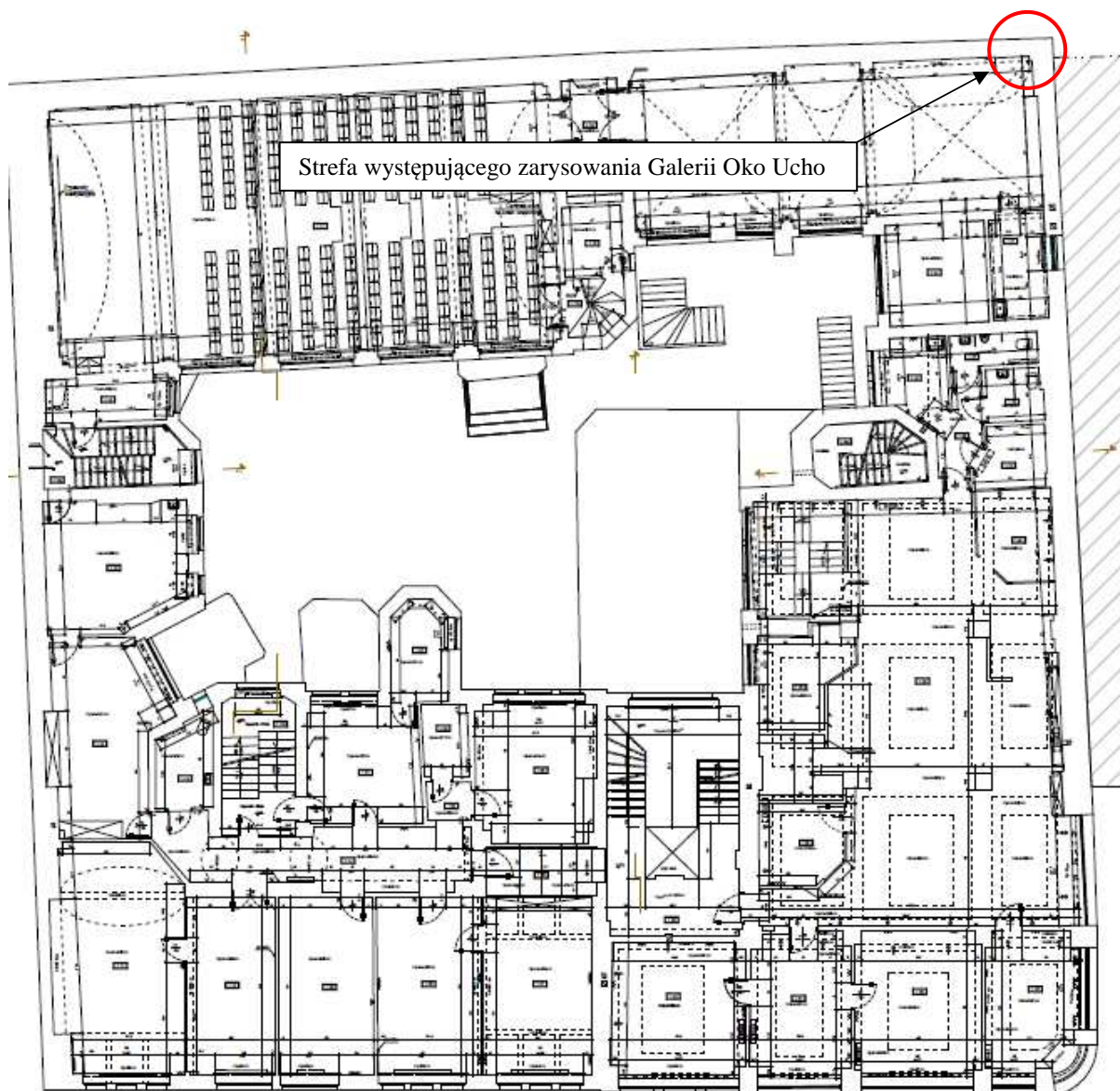


Rys. 54. Wynikające z przeprowadzonych badań zbrojenie analizowanego stropu. W związku ze skomplikowanym kształtem żeber skanowanie można było wykonać jedynie do początku skosu. Pozostałe zbrojenie zaznaczone kolorem czerwonym wrysowano na podstawie doświadczenia i wiedzy własnej

Na podstawie oględzin i badań makroskopowych stwierdzono, że jako stal zbrojeniową zastosowano stal St3S.

## 5. Pozostałe pomieszczenia

Pozostałe pomieszczenia, w których stwierdzono zarysowania znajdują się w najwęższej części oficyny budynku przy ul. Masztalarskiej 8A, a dokładnie na pierwszym piętrze w Galerii Oko Ucho (Rys. 55-57), na 2 piętrze w przejściu do działu technicznego od strony klatki ewakuacyjnej oraz na części elewacji od strony dziedzińca (Rys. 58-60) i na 3 piętrze w lokalu nr 25/26 (Rys. 61, 62). W czerwcu 2013r. założono szklaną opaskę kontrolną, która jest pęknięta. Niestety od tego czasu nie prowadzono monitoringu, więc nie wiadomo, po jakim czasie od założenia doszło do pęknięcia opaski (Rys. 57). Po zakurzeniu zarysowania widać, że musiało to nastąpić już jakiś czas temu.



Rys. 55. Rzut I p. z zaznaczonym miejscem występowania zarysowania w Galerii Oko Ucho

Ponieważ po tak długim czasie nie doszło jeszcze do rozwarcia pomiędzy oba kawałkami opaski szklanej znaczy to, że zarysowanie na razie ustabilizowało się.



Rys. 56. I p. w Galerii Oko Ucho - widoczne zarysowanie na całą wysokość filarka murowego

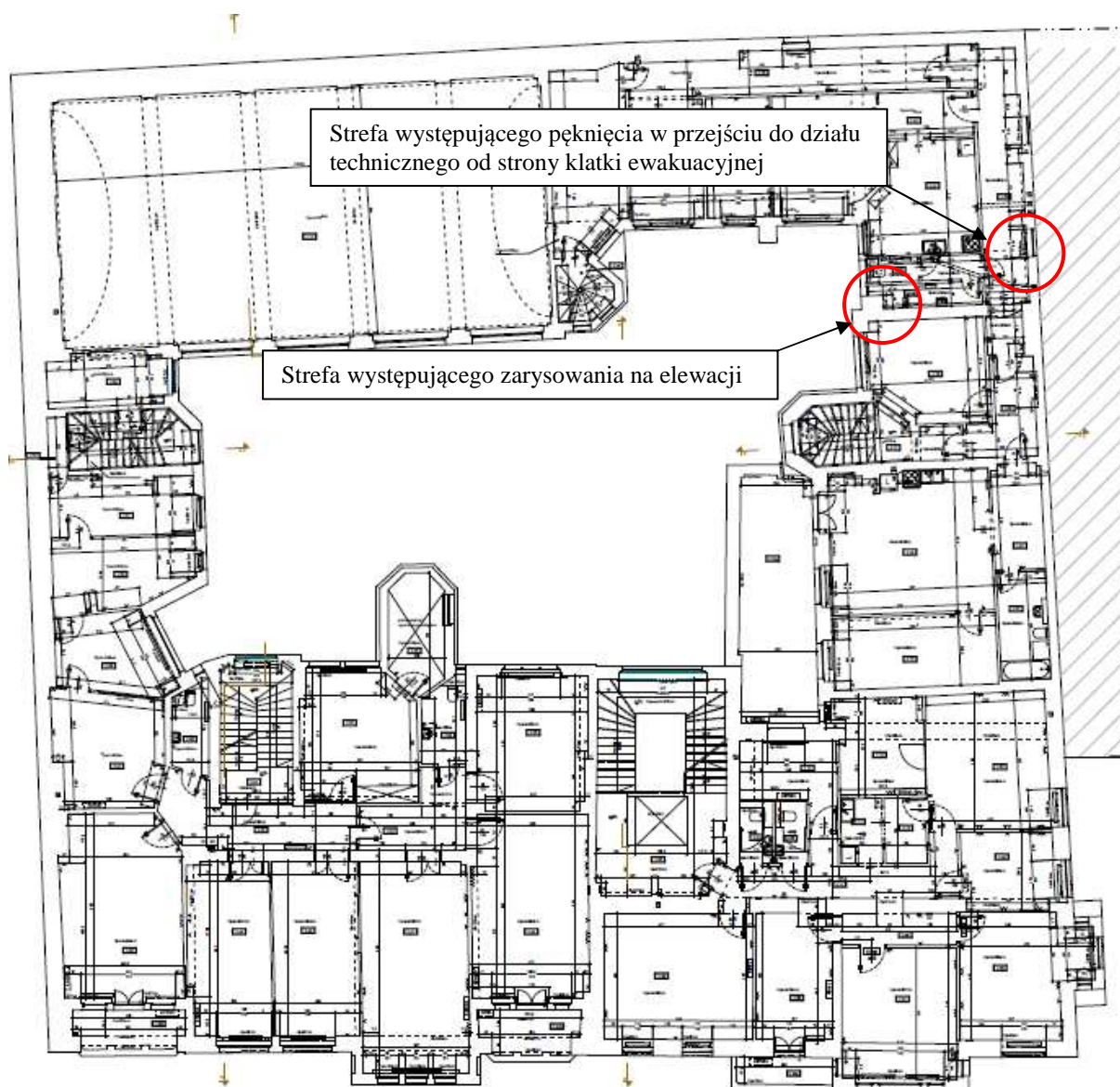




Rys. 57. I p. w Galerii Oko Ucho - widoczne pęknięcie kontrolnej opaski szklanej na filarku murowym

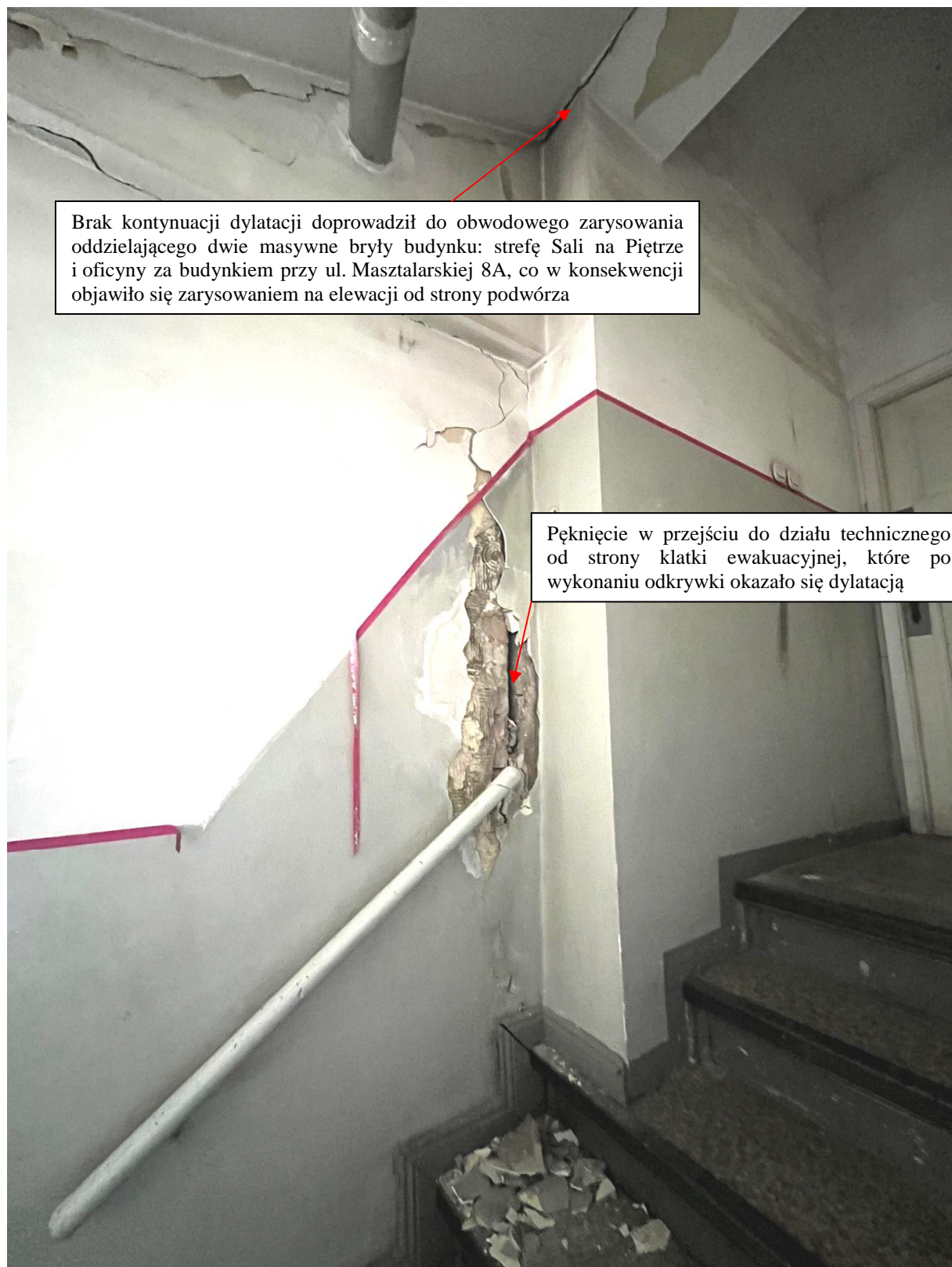
Znacznie większe pęknięcie występuje na 2 piętrze w przejściu do działu technicznego od strony klatki ewakuacyjnej (Rys. 59), które również zaznacza się na stropie i przechodzi,

aż na drugą stronę objawiając się również zarysowaniem na elewacji (Rys. 60). Znaczące pęknięcie o rozwarości prawie 20 mm, po oczyszczeniu (Rys. 59) ukazało prawdopodobnie wykonaną wcześniej dylatację, co z konstrukcyjnego punktu widzenia byłoby w pełni poprawne, gdyż jest to miejsce połączenia dwóch masywnych brył: strefy Sali na Piętrze i oficyny za budynkiem przy ul. Masztalarskiej 8A. Szkoda tylko, że wykonana poprawnie dylatacja (choć nie zabezpieczona) pozostała prawdopodobnie wykonana tylko na ścianie zewnętrznej. Prawdopodobnie w pozostałych miejscach w trakcie kolejnych remontów i napraw została już przebudowana albo jej w ogóle nie kontynuowano. Gdyby takiej dylatacji nie wykonano, to na pewno doszłoby już do samoistnego obwodowego pęknięcia w tej strefie.



Rys. 58. Rzut II p. z zaznaczonym miejscem występowania pęknięcia w przejściu do działu technicznego od strony klatki ewakuacyjnej oraz zarysowania na części elewacji od strony dziedzińca





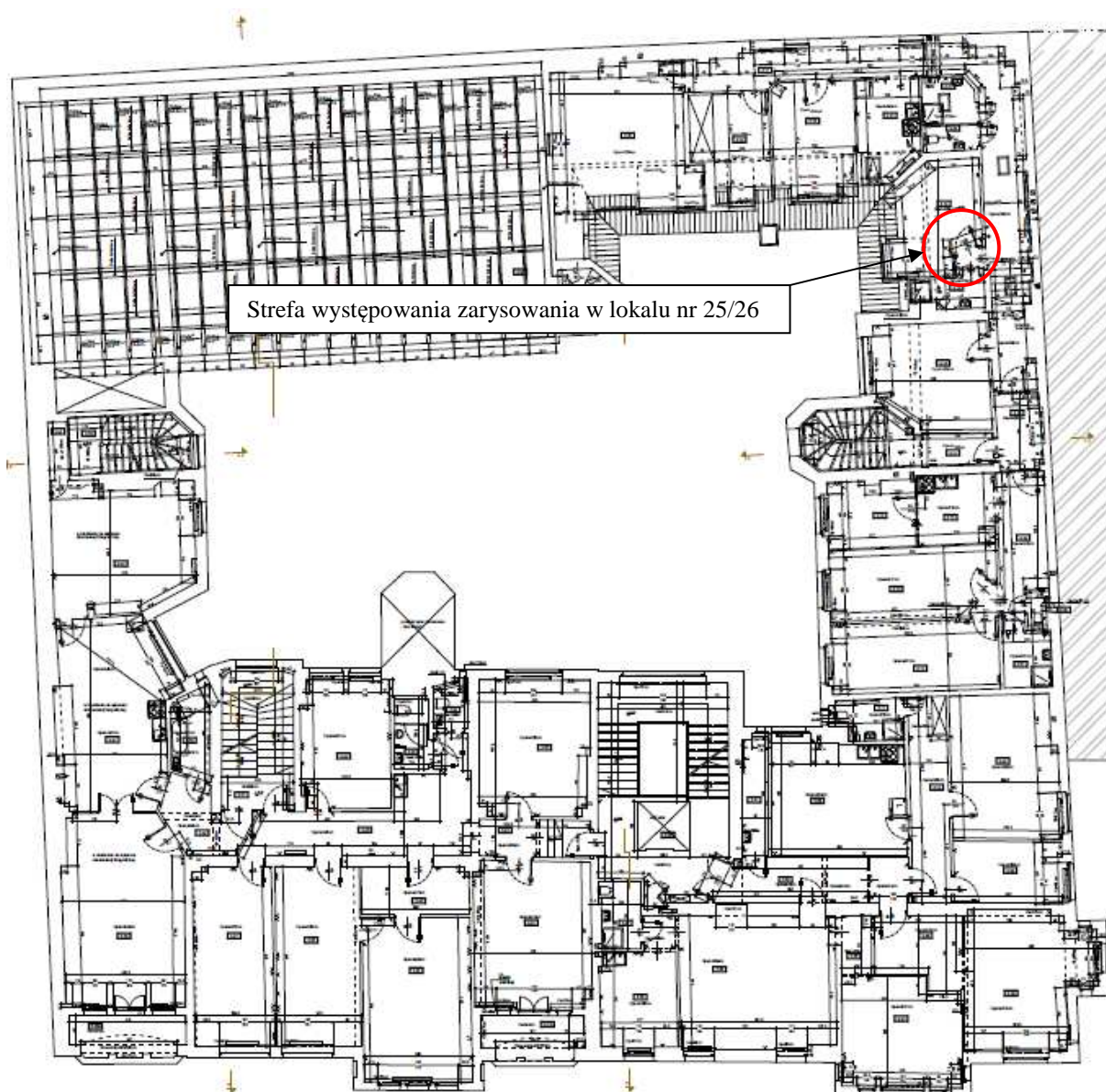
Rys. 59. II p. widoczne pęknięcie w przejściu do działu technicznego od strony klatki ewakuacyjnej. Po wykonaniu odkrywki okazało się poprawnie zlokalizowaną dylatacją, choć niepoprawnie zabezpieczoną



Praktycznie dopiero skucie wszystkich tynków i usunięcie podsufitek dałoby odpowiedź na pytanie o dalsze występowanie dylatacji.



Rys. 60. Elewacja od strony dziedzińca z widocznym zarysowaniem



Rys. 61. Rzut III p. z zaznaczonym miejscem występowania zarysowania w lokalu nr 25/26

Zarysowania na III p. są kontynuacją przemieszczających się dwóch sztywnych i masywnych brył, jakimi są budynek Sali na Piętrze i oficyna za budynkiem przy ul. Masztalarskiej 8A. Może to być w wyniku naturalnych ruchów, a może to być w wyniku różnicy osiadaj w każdej ze stref. Mogą też obie te przyczyny wpływać równolegle. Jak widać (Rys. 62) zarysowania objawiają się jedynie na elementach wykończenia. Dopiero ich usunięcie w tej strefie mogłoby ukazać rzeczywisty układ elementów nośnych, wzajemne przemieszczanie się których powoduje widoczne zarysowania na elementach słabszych jakimi są np. ścianki działowe (Rys. 62). Widać, że lokal nr 25/26 jest dość dobrze utrzymany, ale niestety takie zarysowania w tej strefie są nieuniknione do momentu wytworzenia dylatacji na całym obwodzie lub przeszywnienia tej strefy.





Rys. 62. Rzut III p. - występujące zarysowania w lokalu nr 25/26



## 6. Analiza wraz z oceną możliwości nośnych stropu nad piwnicą

Metodą elementów skończonych na bazie Eurokodów oraz normy PN-B-03264 przeprowadzono analizę możliwości nośnych stropu nad piwnicą. Szczegółowe obliczenia zamieszczono w Załączniku nr 5. Zamodelowano przekrój obliczeniowy podstawowego elementu nośnego (żebra teowego) – Rys. Z5-1 (Załącznik nr 5) oraz wypełniono go otrzymanym zbrojeniem nośnym – Rys. Z5-2 (Załącznik nr 5). Podstawowym kryterium wytrzymałościowym okazało się ścinanie ze względu na zbyt mały przekrój strzemion oraz brak zbrojenia odgiętego. Ciężar własny konstrukcji był uwzględniony już w samym programie, w związku z tym wynikiem analiz było ustalenie dopuszczalnych obciążeń powierzchniowych w grupie obciążeń stałych (warstwy posadzkowe + ścianki działowe) oraz obciążeń zmiennych użytkowych. W tabeli 4 (Tab. Z5-1, Załącznik nr 5) przedstawiono wartości dopuszczalnych obciążeń stałych i zmiennych w  $[kN/m^2]$ .

Tab. 4. Wykaz obciążeń powierzchniowych

Obciążenia powierzchniowe $[kN/m^2]$				
Lp.	Opis obciążenia	$X_k$	$\gamma_f$ [-]	$X_d$
1	Stałe	2,00	1,35	2,70
2	Zmienne	4,30	1,50	6,45

## 7. Niezbędne prace naprawczo-zabezpieczające

W związku ze stwierdzonymi zarysowaniami oraz pęknięciami, głównie w celu przywrócenia sztywności analizowanych elementów żelbetowych należy przeprowadzić ich naprawę w postaci sklejenia ich sztywną żywicą epoksydową. Na szczęście większość stwierdzonych rys to rysy już ustabilizowane i głównie wynikające z wcześniejszych przemieszczeń oraz zarysowań podporowych elementów murowych. Nie stwierdzono żadnych zarysowań wynikających z przekroczenia nośności analizowanych konstrukcji żelbetowych.

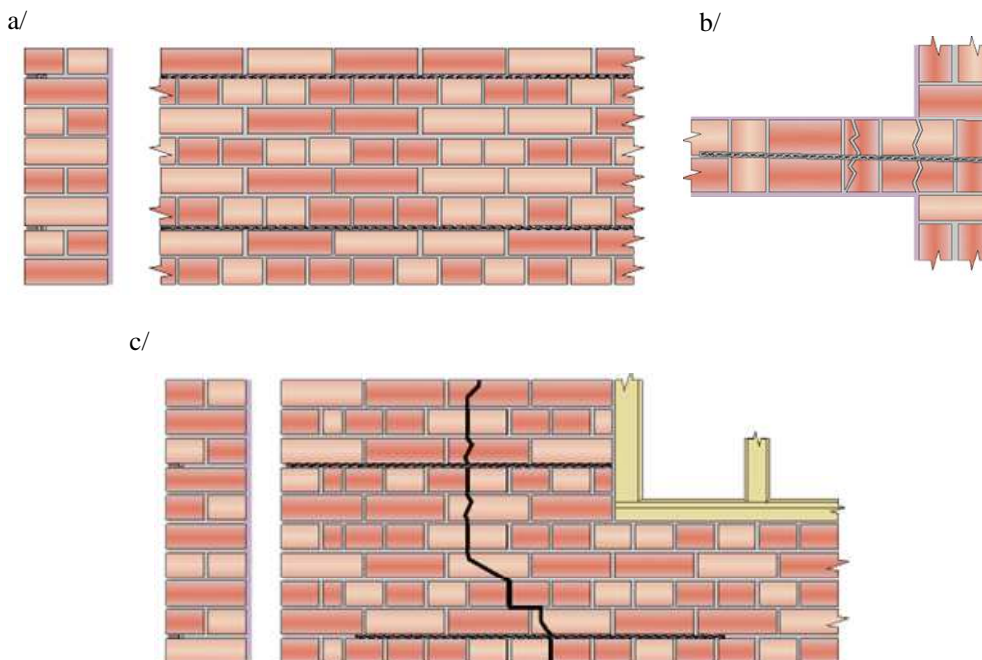
Ze względu na to w pierwszej kolejności należy naprawić uszkodzone ściany, w celu uniemożliwienia dalszego przenoszenia się zarysowań i pęknięć na elementy żelbetowe. Naprawę ścian w strefach zarysowań i pęknięć należy naprawić za pomocą technologii Helifix, a następnie przystąpić do naprawy elementów żelbetowych.

Trochę inna sytuacja jest w przypadku pozostałych pomieszczeń, czyli w strefie łączenia dwóch sztywnych i masywnych brył, jakimi są budynek Sali na Piętrze i oficyna za budynkiem przy ul. Masztalarskiej 8A. W pierwszym etapie należy dokonać odsłonięcia całej strefy łączenia tych dwóch sztywnych i masywnych brył, a następnie po usunięciu warstw wykończeniowych można podjąć decyzję, czy należy utrzymać (jeżeli na obwodzie występuje) lub wytworzyć dylatację obwodową lub doprowadzić do sztywnego połączenia obu budynków.

#### 7.1. Naprawa rys i pęknięć w konstrukcji murowej

W związku ze stwierdzonym stanem technicznym budynków przy ul. Masztalarskiej 8 i 8A (w strefie nowo pozyskanych pomieszczeń) należy przystąpić do prac naprawczo-zabezpieczających. Ponieważ większość prac będzie realizowana od wewnątrz, to zachowane będą niezbędne dla nich stałe podwyższone temperatury ( $>8^{\circ}\text{C}$ ).

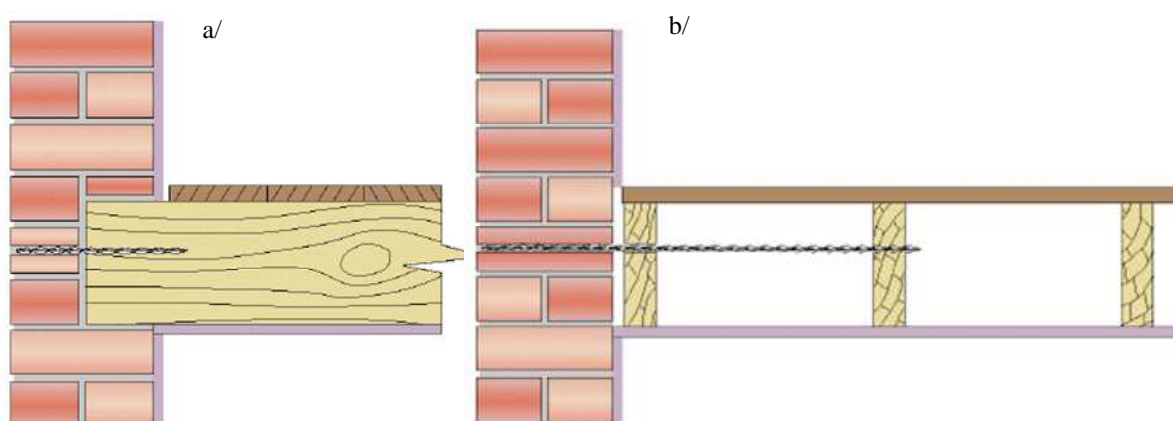
Prace będą polegać głównie na naprawie stref zarysowanych budynku. Ze względu na naprawę konstrukcji murowej, do naprawy zastosowano system naprawczy PCC połączony z systemem HELIFIX (Rys. 63).



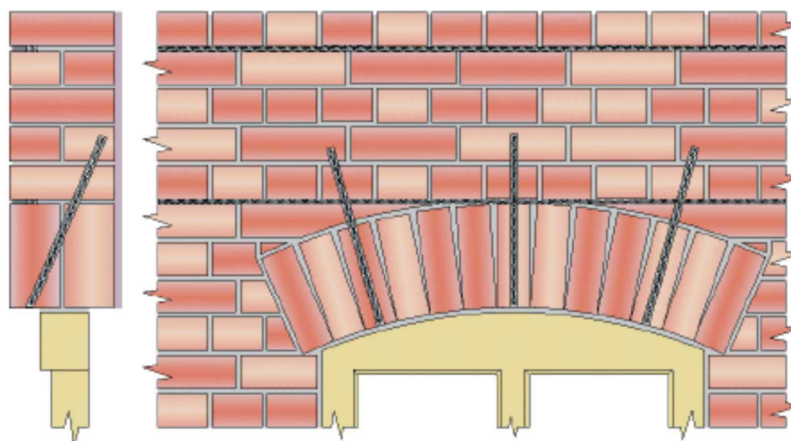
Rys. 63. Przykładowe naprawy w strefie ścian: a/ wytworzenie wieńca, b/ łączenie ścian, c/ zszywanie rys

Łączniki, kotwy i pręty wzmacniające, które stanowią podstawę rozwiązań, produkowane są z nierdzewnej stali austenitycznej przy zastosowaniu unikalnej konstrukcji

spiralnej Hi-Fin. Te proste, jednoczęściowe elementy, o dużej sprężystości, łączą dużą wytrzymałość wzdłużną z odpowiednią elastycznością obrotową, pozwalającą na przejmowanie normalnych ruchów budynku. Zapewniają one doskonałą siłę wiązania z wszystkimi powszechnie stosowanymi materiałami budowlanymi i charakteryzują się dużą łatwością montażu. Centralne miejsce wśród strategii naprawczych Helifix zajmuje system Helibeam. Sprężyste pręty wzmacniające HeliBar stosowane są w połączeniu z zaprawą cementową MM2 lub żywicą poliestrową PolyPlus. W przypadkach, gdy konstrukcja murowana straciła swoje własności nośne, system Helibeam zapewnia poziome wzmocnienie, które scala ją tworząc szerokie belki nośne rozkładające naciski budynku. Wykorzystuje się go także do wytwarzania wieńcy w budynkach, które ich nie posiadają. Standardowe rozwiązania podają sposoby naprawy wszelkich pęknięć, wzmacniania nadproży i ponownego łączenia rozdzielonych ścian wewnętrznych z zewnętrznymi, a także dodatkowe kotwienie stropów (Rys. 63-65).



Rys. 64. Przykładowe naprawy w strefie stropów: a/ kotwienie od czoła, b/ kotwienie do ściany szczytowej



Rys. 65. Przykładowa naprawa nadproża łukowego



W celu uniknięcia specyficznych problemów w połączeniu z systemem Helibeam stosuje się kilka rodzajów kotew i łączników, dobieranych w zależności od miejsca, sposobu i przyczyny uszkodzenia konstrukcji murowej. W większości przypadków instaluje się je od zewnątrz budynku co minimalizuje utrudnienia dla jego użytkowników i dodatkowo miejsca napraw zostają całkowicie zamaskowane po zakończeniu prac. Sposób instalacji zapewnia zatem brak ingerencji w wygląd zewnętrzny budynku. Żadna dodatkowa ingerencja w konstrukcję nie jest potrzebna, a jej stabilność jest przywracana szybko i stosunkowo ekonomicznie. W połączeniu z systemem Helibeam stosuje się inne produkty w celu przywrócenia integralności konstrukcji. Należą do nich wiązania: DryFix, CemTie, BowTie, ReroTie, ResiTie i TurboFast.

Zaleca się, aby naprawy dokonała firma legitymująca się odpowiednim doświadczeniem przy wykonywaniu napraw w systemach PCC i HELIFIX, posiadająca odpowiednie certyfikaty oraz posiadająca pracowników, którzy ukończyli odpowiednie kursy z tego zakresu.

W ramach tych prac należy wykonać:

- naprawy rys w ścianach zewnętrznych i wewnętrznych w analizowanej strefie w piwnicy,
- naprawy spękanych ścian na I p. w Galerii Oko Ucho,
- naprawy spękanych ścian na II p. w przejściu do działu technicznego od strony klatki ewakuacyjnej oraz od wewnątrz w strefie zarysowania na części elewacji od strony dziedzińca a następnie doszczelnić samą elewację,
- naprawy spękanych ścian na IIIp. występujące w lokalu nr 25/26 należy przeprowadzić po odkryciu warstw wykończeniowych.

Prace można prowadzić na bazie dwóch alternatywnych metod: metody detalicznej opartej tylko na naprawie rys i ew. naprawie nadproży oraz metodę kompleksową opartą na równoczesnym wzmocnieniu całych ścian i naprawie rys oraz nadproży. Metoda kompleksowa polega na przeszywnieniu niektórych ścian, w celu uzyskania belek-ścian. Do tych prac służą pręty HeliBar głównie śr. 6 mm, jednakże można zmodyfikować to podejście poprzez wprowadzenie podwójnych prętów HeliBar śr. 8 mm, co daje równoczesne przeszywnienie ściany oraz zatrzymanie dyssypacji rys i ich zabezpieczenie. Bardziej niebezpieczne rysy dozbraja się dodatkowo pojedynczymi prętami HeliBar o śr. 6 lub 8 mm. W tej metodzie wprowadza się naprawę tylko najbardziej poszkodowanych elementów, których dalsze zniszczenie grozi wypadnięciem.

W metodzie detalicznej pręty HeliBar śr. 6 lub 8 mm należy instalować w wyciętych spoinach poziomych na głębokość od 35 do 40 mm, od zewnątrz budynku. Wyjątek stanowią wzmacniane ściany wewnętrzne, gdzie pręty umieszczamy po ich obu stronach. Długość wyciętych spoin należy wykonać na min. 500 mm po obu stronach ostatniego zarysowania. Przed zamocowaniem prętów spoiny należy wyczyścić i spłukać dokładnie wodą. Następnie należy wstrzyknąć warstwę zaprawy polimerowej HeliBond MM2 lub żywicy poliestrowej PolyPlus (w zależności od stanu technicznego ściany) i wepchnąć pręty HeliBar, tak aby całe schowały się w zaprawie. W kolejnej czynności należy spoiny wypełnić resztą zaprawy i wyfugować niekurczliwą zaprawą. Pręty należy układać najdalej co trzecią lub czwartą spoinę.

W analizowanym przypadku w większości wypadków należy oprzeć się na metodzie detalicznej. Jednakże ostateczną decyzję będzie można podjąć dopiero po oczyszczeniu elementów murowych z warstw wykończeniowych.

## 7.2. Naprawa rys i pęknięć w konstrukcji żelbetowej

Naprawę rys i pęknięć w konstrukcji żelbetowej proponuje się wykonać przy użyciu duromerowej żywicy epoksydowej MC Injekt 1264 TF i systemu pakerów rozporowych.

W związku z tym poniżej przedstawiono niezbędne materiały, sprzęt i akcesoria do prowadzenia tych prac.

### A. Materiały:

- a) materiał wypełniający: MC-Injekt 1264 TF - żywica epoksydowa, bezrozpuszczalnikowa o lepkości 145 mPas, wytrzymałość na ściskanie 75 MPa, wytrzymałość na rozciąganie 65 MP, wydłużeniu przy zerwaniu 4,5%, module sprężystości 3000 MPa, iniekcja scalająca rys suchych i mokrych w podłożu betonowym o rozwarości  $> 0,1$  mm.
- b) materiał pomocniczy 1: Ombran W, zaprawa szybkosprawną do zamykania bruzd przed iniekcją i otworów po iniekcji, można zastosować również klej epoksydowy MC Fastpack EP Solid lub MC Fastpack PU, jeżeli dodatkowo chcemy mostkować przyszłą pracę rys.
- c) materiał pomocniczy 2: MC-Verduennung EP, rozpuszczalnik do mycia urządzeń i narzędzi iniekcyjnych.

### B. Sprzęt i akcesoria:

- a) pompa jednokomponentowa, tłokowa o ciśnieniu roboczym do 200 barów (iniekcja właściwa),

- b) paker iniekcyjny rozporowy 13 x 110 (umieszczane w otworach podawczych),
- c) sprężarka o wydajności min 500 l/min,
- d) wiertarka udarowa (wykonanie otworów podawczych),
- e) młot udarowy lub bruzdownica (rozbudowanie rys).

Poniżej przedstawiony zostanie szczegółowy opis zaproponowanej technologii naprawczej.

#### C. Opis technologii:

##### Cel

Wykonanie naprawy przez wypełnienie rys i pęknięć sztywnym, epoksydowym materiałem iniekcyjnym o bardzo wysokiej wytrzymałości celem sklejenia i uciąglenia konstrukcji żelbetowej

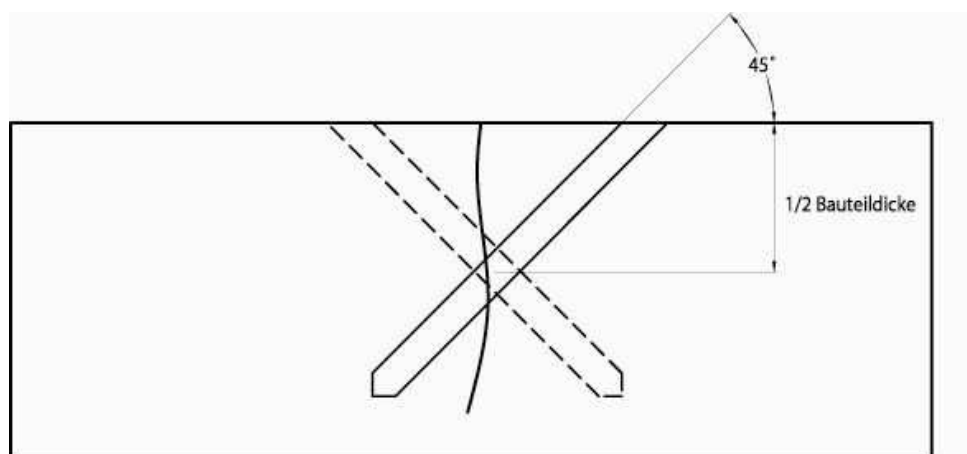
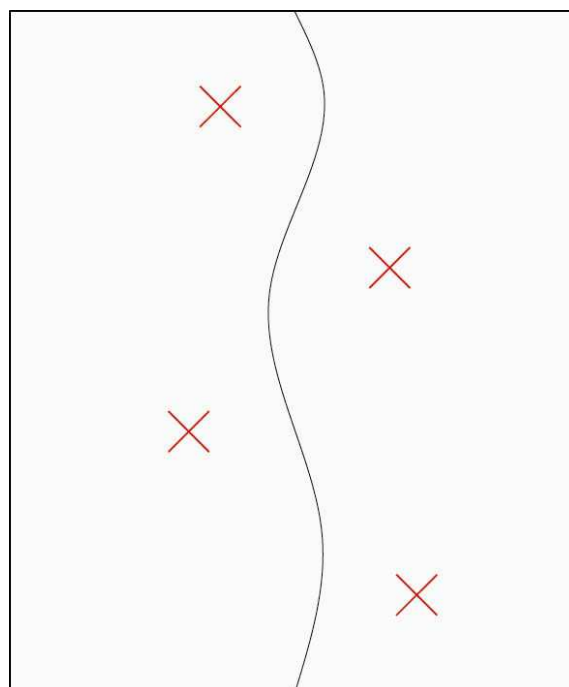
##### Zakres

Zakres prac obejmuje wypełnienie rys i pęknięć metodą wysokociśnieniowej iniekcji epoksydowej.

##### Przebieg prac:

- a) nawiercenie otworów podawczych wiertłem o średnicy 14 mm po obu stronach rysy, naprzemiennie, w odległości 5 do 15 cm od osi rysy w zależności od grubości przegrody, pod kątem  $45^{\circ}$ , równomiernie w ilości 5 do 7 sztuk na 1 mb rysy (Rys. 66),
- b) rozbuzdowanie rysy bruzdą ok. 1 x 1 cm do 2 x 2 cm (Rys. 67),
- c) przedmuchanie otworów podawczych sprężonym powietrzem (Rys. 68),
- d) tamponaż rozbuzdowanej rysy,
- e) zamykanie bruzd przed iniekcją i otworów po iniekcji na bazie zaprawy Ombran W lub MC Fastpack EP/PU Solid (Rys. 69),
- f) montaż pakerów podawczych (Rys. 70),
- g) przygotowanie żywicy iniekcyjnej MC Injekt 1264 TF i prowadzenie iniekcji właściwej od pakerów niższych do wyższych (Rys. 71),
- h) demontaż pakerów i zamknięcie otworów po pakerach za pomocą zaprawy Ombran W lub MC Fastpack PU Kleber.





Rys. 66. Nawiercanie otworów podawczych



Rys. 67. Rozbuzdowanie rysy



Rys. 68. Przedmuchiwanie otworów podawczych sprężonym powietrzem

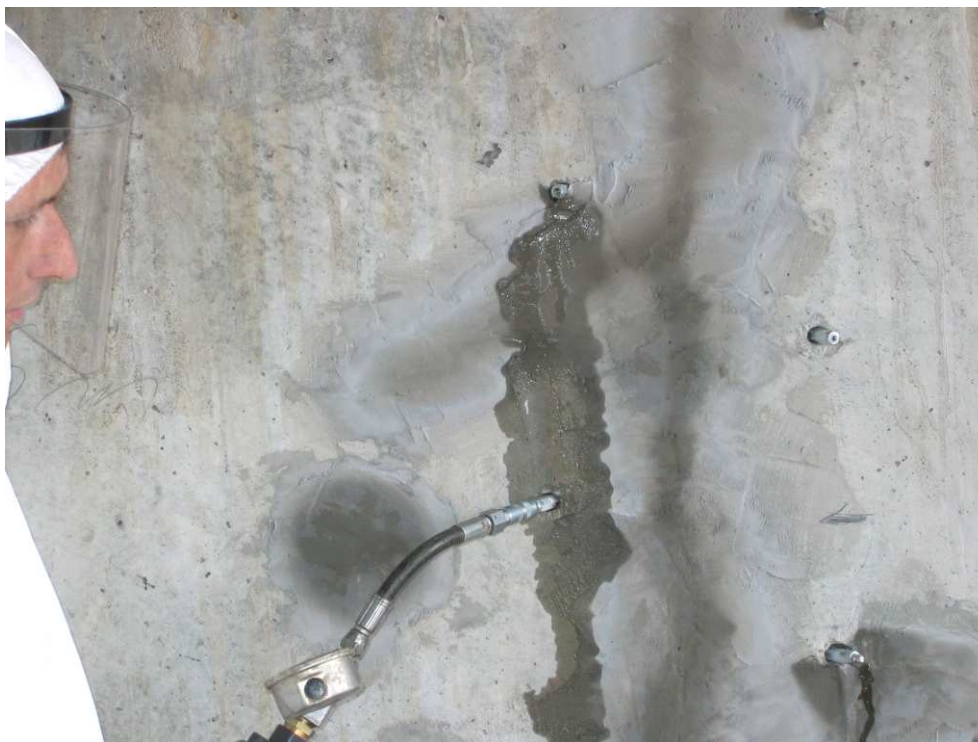


Rys. 69. Zamykanie bruzd przed iniekcją i otworów po iniekcji



Rys. 70. Montaż pakierów podawczych





Rys. 71. Przygotowanie żywicy iniekcyjnej MC Injekt 1264 TF i prowadzenie iniekcji właściwej od pakerów niższych do wyższych

### 7.3. Naprawa i zabezpieczenie naturalnej dylatacji w konstrukcji ścian budynku

W przypadku gdyby po odkryciu warstw wykończeniowych natrafiono na wykonaną obwodową dylatację w najwęższej części oficyny budynku przy ul. Masztalarskiej 8A, poniżej zaproponowano materiały, sprzęt i akcesoria oraz opis technologii w przypadku takiej naprawy.

#### A. Materiały:

- a) materiał zasadniczy, taśma elastyczna – Botament FB lub Botament PB, poprzecznie elastyczna, kompozytowa taśma pokryta obustronnie włókniną, wydłużenie względne poprzeczne  $> 250\%$ , zrywanie  $> 15 \text{ N/50 cm}$ , ścinanie  $> 40 \text{ N/50 cm}$ , szerokość 40 cm, grubość 0,5 mm, gramatura ok.  $80 \text{ g/m}^2$ ,
- b) materiał pomocniczy, warstwa klejowa - Nafyfill F92, polimerowo – cementowa zaprawa uszczelniająca i klejąca, dwuskładnikowa, elastyczna w klasie B3.1, paroprzepuszczalna,
- c) materiał pomocniczy, bardzo elastyczna powłoka malarska – MC Color Flex Vision, specjalna dyspersja akrylowa, elastyczna w klasie B.3.1/A3 paroprzepuszczalna, odporna na zabrudzenia, kolorystyka RAL.

B. Sprzęt i akcesoria:

- a) mieszadło,
- b) narzędzia do układania, kielnia, paca stalowa gładka, wałki malarskie
- c) młot udarowy lub bruzdownica (rozbudowanie rys).

C. Opis technologii:

Cel

Celem wykonania naprawy jest zabezpieczenie i trwałe zamaskowanie powstałej samoistnie dylatacji w konstrukcji murowej umożliwiające jednocześnie swobodną pracę szczeliny

Zakres

Zakres prac obejmuje naprawę i zamaskowanie szczeliny dylatacyjnej na całej jej długości.

Przebieg prac:

- a) usunięcie uszkodzonego tynku i uszkodzonych fragmentów ściany wzdłuż powstałej szczeliny dylatacyjnej,
- b) uzupełnienie ubytków i wyrównanie podłoża za pomocą lekkiej zaprawy naprawczej typu PCC o bardzo niskim module sprężystości np. Nafufill LM,
- c) wytrasowanie pęknięcia przy pomocy gwoździ a po związaniu zaprawy nacięcie szczeliny przy pomocy szlifierki kątovej lub bruzdownicy, czynność ta będzie ograniczała efekt niekontrolowanego pęknięcia zaprawy i odspajania się jej od podłoża,
- d) nałożenie warstwy elastycznej zaprawy klejowej Nafufill F92 pasem o szerokości trochę większej od szerokości taśmy (40 cm),
- e) naklejenie taśmy z dokładnym jej dociśnięciem za pomocą packi stalowej lub wałka sprężystego, usunięcie wypływek zaprawy po obu krawędziach taśmy,
- f) po wstępnym związaniu zaprawy (minimum 12 godzin) nałożenie cienkiej warstwy zaprawy Nafufill F92 na wierzchnią stronę taśmy z dosyceniem tkaniny i wyrównaniem,
- g) po związaniu zaprawy (minimum 12 godzin) nałożenie dwóch warstw elastycznej, barwnej powłoki akrylowej MC Color flex Vision w odstępie minimum 12 godzin.

## 8. Podsumowanie

W ramach przeprowadzonych prac wykonano szczegółową inwentaryzację wszystkich pęknięć i zarysowań, zarówno w piwnicy jak i w pozostałych analizowanych pomieszczeniach oraz przeanalizowano podstawowe przyczyny ich powstania. Na podstawie badań bezpośrednich, pomiarów poszczególnych elementów nośnych oraz odkrywek, oszacowano wymiary poszczególnych elementów konstrukcyjnych oraz średnic zastosowanego zbrojenia. Przy pomocy skanera ferromagnetycznego ustalono lokalizację zbrojenia zarówno w belkach (żebdach), jak i w płytach. Następnie przystąpiono do oszacowania wytrzymałości na ściskanie badanych betonów, w celu określenia ich klasy. Niestety oszczędnościowe badanie (żeby oszczędzić historyczną konstrukcję) wytrzymałości na ściskanie pobranych próbek nie sprawdziło się, gdyż wyniki tych badań obarczone były bardzo dużym błędem, ze względu na zbyt dużą średnicę zastosowanego kruszywa w stosunku do średnicy próbek. Ponieważ założono minimalną średnicę pobieranych próbek, to wymiar występujących w nich kruszyw dochodził aż do 40% tej średnicy, co prowadziło do znacznie szybszego zniszczenia próbek i dodatkowo do dużego rozrzutu wyników. Poza tym ilość pozyskanych próbek była też niska. W związku z powyższym należało uznać wyniki tych badań za mało wiarygodne i je odrzucić. Natomiast wyniki wytrzymałości na ściskanie analizowanych betonów otrzymane na bazie badań sklerometrycznych okazały się bardziej jednorodne i w pełni wiarygodne. W związku z powyższym aktualna wytrzymałość za ściskanie badanych betonów dla płyt stropowych odpowiada w przybliżeniu parametrom wytrzymałościowym dla klasy **C20/25**, natomiast beton belki odpowiada parametrom wytrzymałościowym dla klasy **C30/37**. Jednakże w celu uproszczenia dalszych analiz w przypadku obu betonów przyjęto średnią klasę **C25/30**. W rzeczywistości w trakcie realizacji tych elementów w roku 1896 wbudowany beton był prawdopodobnie klasy **C12/15** lub **C16/20**. Jednakże w okresie prawie 130, w związku z jego czystym składem, nastąpił jego wzrost.

## 9. Uwagi ogólne

Roboty związane z wykonaniem zaprojektowanych prac naprawczych należy powierzyć firmie legitymującej się odpowiednim doświadczeniem przy wykonywaniu napraw w systemach PCC i HELIFIX, posiadającej odpowiednie certyfikaty oraz pracowników,



którzy ukończyli odpowiednie kursy z tego zakresu. Tylko w taki sposób Inwestor może uzyskać rzeczywiste gwarancje poprawności wykonanych prac.

Przy prowadzonych pracach niezbędny jest stały nadzór techniczny, a podczas wykonywania wszystkich prac należy bezwzględnie przestrzegać przepisy BHP.

Należy podkreślić, że wszystkie ewentualne problemy związane z wykorzystaniem niniejszego opracowania należy rozwiązywać w porozumieniu z autorem opracowania.

W powyższym opracowaniu nie wolno dokonywać żadnych zmian bez porozumienia i uzgodnienia z autorem. Opracowanie jest chroniony prawem autorskim.

