Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki
Wydział Architektury
Instytut Projektowania Budowlanego
Zakład Technik Budowlanych
31-155 Kraków; ul. Warszawska 24;
tel: (012) 628 24 53, (012) 628 24 57, fax: (012) 628 24 54

Badania nad opracowaniem metod konserwacji, zabezpieczenia i wzmocnienia konstrukcji obiektów, elementów ich wykończenia oraz ich podłoża gruntowego z uwzględnieniem statyki i fizyki budowli występujących na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz – Birkenau

RAPORT KOŃCOWY
ETAP 1 CZĘŚĆ 1.4

Zleceniodawca: ***Państwowe Muzeum Auschwitz – Birkenau w Oświęcimiu***
wpisane do rejestru instytucji kultury MKiDN pod nr RNiK 22/92,
ul. Więźniów Oświęcimia 20, 32-603 Oświęcim
oraz
Fundacja Pamięci Ofiar Auschwitz – Birkenau w Oświęcimiu
ul. Więźniów Oświęcimia 20, 32-603 Oświęcim

Zespół autorski: dr inż. Stanisław Karczmarczyk, upr. nr ewid. 224/69
dr inż. Wiesław Bereza, upr. nr ewid. 146/2001
mgr. inż. Roman Paruch, upr. nr ewid. 245/07
mgr inż. Erika Šefčić
mgr inż. Wojciech Metych
Paweł Stężowski
Badania wybranych właściwości fizycznych i wytrzymałościowych:
dr inż. Stanisław Kańka
dr inż. Piotr Matysek
dr inż. Teresa Stryszewska
Bogdan Ludwikowski
Opieka naukowa: dr hab. inż. Maria Fiertak prof. PK
Badania geotechniczne:
mgr inż. Krzysztof Jakubczyk upr. geologiczne VII-1595, XI-0169, XII-0156
mgr inż. Piotr Mrukowicz upr. geologiczne XI-0174
Dokumentacja fotograficzna:
mgr Bartłomiej Krcha

Dyrektor Instytutu Projektowania Budowlanego Wydział Architektury:
prof. dr hab. inż. arch. Wacław Celadyn

Współpraca: Zespół Konserwatorski PMA-B w Oświęcimiu

Kraków, Grudzień 2015r.

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA:

1. Cel i zakres opracowania 4

2. Formalne i merytoryczne podstawy opracowania 5

3. Rys historyczny obiektów objętych projektem badawczym 7

4. Zakres projektu badawczego 9

4.1. Lokalizacja terenu, na którym znajdują się obiekty objęte projektem badawczym. 9
4.2. Syntetyczne zestawienie raportów częściowych dotyczących poszczególnych obiektów. 10

5. Zakres badań i analiz modeli obliczeniowych, jakie zostały przeprowadzone na obiektach objętych projektem badawczym 15

5.1. Zakres wykonanych badań oraz rodzaj pobranych próbek 16
5.1.1. Badania podłoża gruntowego 16
5.1.2. Badania próbek betonu pobranych z fundamentów *17*
5.1.3. Badania ścian murowanych – ceglanych oraz zapraw murarskich 17
5.1.4. Badania zawilgocenia i zasolenia murów ceglanych oraz próbek betonu 19
5.1.5. Badania elementów drewnianych 19
5.1.6. Wyniki z pomiarów pionowych odkształceń elementów nośnych obiektów 20
5.1.7. Analiza skaningu laserowego 20
5.1.8. Przeglądy stanu technicznego głównych elementów nośnych 22
5.1.9. Modele obliczeniowe i analiza statyczno-wytrzymałościowa 22
5.1.10. Badania laboratoryjne wybranych reprezentatywnych krokwi z baraków B-123 i B-124 23

6. Systematyka występujących uszkodzeń na tle wyników badań i przeprowadzonych przeglądów 24

7. Podsumowanie wyników badań i ich ocena na tle współcześnie obowiązujących przepisów normowych i warunków technicznych. 27

7.1. Wyniki badań cegły ceramicznej i zapraw murowych 27
7.2. Wyniki analizy chemicznej zapraw 32
7.3. Wyniki badań próbek betonu lub cegły pobranych z fundamentów 37
7.4. Wyniki badań elementów drewnianych za pomocą RESI 43
7.5. Wyniki badań krokwi w laboratorium L-18 Politechniki Krakowskiej 45
7.6. Podsumowanie wyników analiz obliczeniowych 48

8. Zalecane metody ochrony i zabezpieczenia obiektów kubaturowych wraz z wytycznymi technicznymi 52

8.1. Metoda iniekcji zbrojonej, jako sposób wzmacniania gruntu i posadowienia obiektu 53
8.2. Wzmocnienie ścian ceglanych poprzez zabiegi prostowania oraz wklejanie taśm i mat z włókna węglowego lub prętów ze stali nierdzewnej 58
8.3. Zabezpieczenie obiektów przed działaniem wód gruntowych lub opadowych 63
8.4. Wzmocnienie elementów drewnianych więźb dachowych 65
8.5. Wzmocnienie i zabezpieczenie kominów ceglanych 66

9. Analiza alternatywnych metod zabezpieczeń obiektów objętych projektem badawczym 67

9.1. Wewnętrzny szkielet stalowy 67
9.2. Kontrolowana rozbiórka i ponowne odtworzenie 69

9.3. ***Alternatywne metody realizacji wzmocnienia fundamentów*** 70

10. ***Podsumowanie i wnioski końcowe*** 71

11. ***Spis rysunków oraz tablic*** 73

12. ***Słownik terminów obcych*** 74

13. ***Wykaz Raportów Częściowych*** 74

1. Cel i zakres opracowania

Przedmiotem niniejszego raportu końcowego realizowanego przez zespół badawczy pracowników naukowo-dydaktycznych Politechniki Krakowskiej, jest podsumowanie wyników przeprowadzonych badań elementów betonowych, murowych i drewnianych pobranych z zabytkowych obiektów znajdujących się na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau oraz przedstawienie wytycznych konstrukcyjnych dla projektów wzmocnień i zabezpieczeń obiektów objętych projektem badawczym. Przy formowaniu programu badań na etapie pobierania próbek i wykonywanych odkrywek w projekcie badawczym uczestniczyli pracownicy Zespołu Konserwatorskiego Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau.

Podstawowy zakres opracowania obejmuje opis oraz ocenę stanu zachowania istniejących obiektów wraz z systematyką ich uszkodzeń oraz oceną przyczyn występujących uszkodzeń. Analiza wyników badań przedstawiona w raportach częściowych, przeprowadzone przeglądy techniczne obiektów oraz obliczenia statyczno-wytrzymałościowe większości elementów konstrukcyjnych obiektów objętych opracowaniem posłużyły do opracowania globalnego programu prac zabezpieczających o charakterze budowlano- konstrukcyjnym. W raporcie końcowym przedstawiono, opisowo oraz w postaci dokumentacji rysunkowej wytyczne wraz z zaleceniami do projektów wzmocnień i zabezpieczeń. W opracowaniu określono również prawdopodobne zagrożenia dla substancji budowlano-konstrukcyjnej obiektów, jakie mogą wystąpić w trakcie prowadzonych prac zabezpieczających oraz prac konserwatorskich. Rekomendowane metody zabezpieczeń obiektów przedstawiono wariantowo. We wnioskach końcowych przedstawiono argumenty potwierdzające celowość zastosowania rekomendowanych metod wzmacniania i zabezpieczenia obiektów objętych projektem badawczym realizowanym przez Politechnikę Krakowską. ***Wyniki z częściowych raportów dla poszczególnych obiektów wraz z raportem końcowym powinny być podstawą do opracowania projektów budowlanych i wykonawczych obejmujących pełny zakres planowanych zabezpieczających prac konstrukcyjnych i konserwatorskich.***

W opracowaniu przedstawiono podsumowanie całego programu obejmujące wyniki statystyczne wykonanych badań dla elementów murowanych, betonowych, drewnianych oraz zapraw murarskich. Przeprowadzone i szczegółowo opisane w raportach częściowych badania laboratoryjne zrealizowane odrębnie dla każdego obiektu, obejmowały również ocenę zawilgocenia i zasolenia ścian budynku. W oparciu o wyniki badań przedstawionych w raportach częściowych (pkt. nr. 4 raportów indywidualnych) przeprowadzono analizę obliczeniową nośności istniejących elementów konstrukcyjnych (Załącznik nr.1 do każdego indywidualnego raportu). W raporcie końcowym podsumowano również tabelarycznie uzyskane ostateczne wyniki dla podstawowych elementów nośnych takich jak drewniana więźba dachowa, badania RESI oraz fundamenty. Modele obliczeniowe (Załącznik nr.8 każdego indywidualnego opracowania) zawarte w raportach częściowych z racji swoich założeń materiałowych

oraz układów statycznych mogą stanowić podstawę do dalszych analiz obliczeniowych konstrukcji budynku związanych z zarejestrowanymi uszkodzeniami lub deformacjami na etapie projektów budowlanych i wykonawczych. Do opracowań częściowych dotyczących kolejnych obiektów każdorazowo załączono dokumentację fotograficzną oraz część rysunkową zawierającą szczegółową dokumentację uszkodzeń ilustrującą aktualny stan zachowania obiektów. W związku z powyższym w raporcie końcowym ograniczono się jedynie do podsumowania wyników i analiz.

Znajdująca się w niniejszym raporcie, część rysunkowa zawiera uogólnione wytyczne do metod wzmacniania i zabezpieczania poszczególnych grup elementów konstrukcji obiektów.

Raport końcowy należy traktować, jako integralną część z poszczególnymi raportami cząstkowymi wykonanymi dla wyodrębnionych obiektów objętych projektem Badawczym.

2. Formalne i merytoryczne podstawy opracowania

Podstawę opracowania raportu końcowego oraz raportów cząstkowych jest:

a) Podpisana umowa zawarta pomiędzy Państwowym Muzeum Auschwitz-Birkenau a Politechniką Krakowską pt. ”Badania nad opracowaniem metod konserwacji, zabezpieczenia i wzmocnienia konstrukcji obiektów, elementów ich wykończenia oraz ich podłoża gruntowego z uwzględnieniem statyki i fizyki budowli występujących na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz – Birkenau”.
b) Materiały przekazane przez Zleceniodawcę:
   - Informacja na temat budowy podłoża gruntowego na obszarze dawnego obozu Auschwitz II-Birkenau. Informacja w postaci „Dokumentacji geotechniczno-inżynierskiej” oraz „Dokumentacji hydrogeologicznej” została wykonana przez GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne sp. z o.o. Kolejne i opracowania zrealizowano odpowiednio w marcu i listopadzie 2013r.
   - Częściowa inwentaryzacja rysunkowa obiektów wykonana przez pracowników Muzeum.
   - Mapy odkształceń wraz z dokumentacją wektorową objętych badaniami obiektów na podstawie danych z naziemnego skaningu laserowego wykonane przez Geotronics Polska sp. z o.o.
   - Kwerenda historyczna odcinka BI - obszaru objętego opracowaniem.
   - Informacje na temat prac budowlanych, jakie były lub mogły być wykonane przy obiektach objętych opracowaniem po wyzwoleniu obozu. Informacje i dane na ten temat przekazane zostały przez Zamawiającego.
c) Inwentaryzacja i systematyka uszkodzeń przeprowadzona przez zespół autorski przy obecności przedstawiciela Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau.
d) Badania wybranych elementów budynku przeprowadzone przez zespół autorski przy obecności przedstawiciela Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau.
e) Przegląd techniczno-konstrukcyjny połączony z oceną stanu zachowania przeprowadzony przez zespół autorski opracowania.
f) Obowiązujące normy, literatura przedmiotu oraz warunki techniczne projektowania, w szczególności uwzględniono przepisy następujących norm:

PN-EN 1990-2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji
PN-EN 1991-1-1:2002 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje; Część 1-1; Oddziaływania ogólne, Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje; Część 1-3; Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje; Część 1-4; Oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatru.
PN-EN-1993-1-1: 2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych; Część 1-1; Reguły ogólne i reguły dla budynków.
PN-EN-1995-1-1: 2010 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych; Część 1-1; postanowienia ogólne; Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
PN-EN-1996-1-1: 2010 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych; Część 1-1; Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
PN-EN 1997-1-4:2008 Eurokod 7:Projektowanie geotechniczne; Część 1; Zasady ogólne.
Literatura przedmiotu:
- ST. Hajdasz *Sposoby ustalenia zużycia technicznego budynków i budowli*, Promiks, 1991 r.;
- J. Hadyna *Utrzymanie obiektów budowlanych* – materiały MOIIB – Kraków, 2005;
- F. D. Dmitriew *Katastrofy budowlane Szkice historyczno - techniczne* Budownictwo i Architektura Warszawa 1956;
- Z. Wiłun *Zarys geotechniki* Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKŁ, 2000.
-T. Błaszczykowski Wielostopniowy monitoring i zabezpieczenie budynków pod ochroną konserwatorską przed awarią lub katastrofą.
- UIC–International Union of Railways: UIC Code. Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges. Final draft; 2008.
- EN 1015-11:Methods of test for mortar for masonry - Determination of flexural and compressive strength.
- Wydawnictwo konferencji: „Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji” Szczyrk 2015
- Wydawnictwo Uniwersytetu Mikołaja Kopernika w Toruniu „badania nad konserwacja obiektów murowanych(beton, cegła) w obozie Zagłady Oświęcim-Brzezinka
- A. Mitzel, W.Stachirski, J.Suwalski „ Awarie konstrukcji betonowych i murowych” Wydawnictwo Arkady 1982r.
- Doktorat D. Dębska Politechnika Krakowska – Graniczna zawartość jonów SO42- powodujących destrukcję betonu skażonego siarczanami. Praca doktorska, Kraków 2002
- PN-EN-1995-1-1: 2010 Eurokod 5
- PN-EN 338 Drewno konstrukcyjne. Klasy wytrzymałości
- PN-EN 1912 Drewno konstrukcyjne -- Klasy wytrzymałości -- Wizualny podział na klasy i gatunki

3. Rys historyczny obiektów objętych projektem badawczym

Przedstawiony poniżej tekst dotyczący rysu historycznego, który został zaczerpnięty z materiałów udostępnionych przez Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau. Opis dotyczy jedynie obiektów znajdujących się na odcinku BI. Obiekty, które znajdują się poza obszarem wspomnianego odcinka BI (wśród których można wymienić takie obiekty jak):

a. Oczyszczalnik ścieków B-150/8
b. Zbiornik Imhoffa B-150/6
c. Zraszacz B-150/5
d. Zbiornik przeciw pożarowy B-148
e. Schron przeciw lotniczy B-398
f. Przepompownia ścieków B-149
g. Wieże Wartownicze B-8 i B-10

są nieodłącznie związane z byłym funkcjonowaniem obiektów murowanych odcinka BI. Zespół badawczy Politechniki Krakowskiej przyjął do zakresu swoich badań identyczne wymagania dla wymienionych powyżej obiektów jak dla baraków murowanych. W przypadku wymienionych obiektów badania rozszerzono o dodatkowe indywidualne rozpoznania w zakresie oceny procesów korozyjnych i ustalenia cech fizycznych oraz wytrzymałościowych.

Idea powstania obozu Birkenau określanego, jako Auschwitz II w świetle dokumentów historycznych datowana jest na marzec 1941r. W swoich początkowych założeniach obóz ten miał być przeznaczony, dla co najmniej 100 000 jeńców wojennych jednakże w trakcie jego budowy zmieniono założenia, co do ilości jeńców jak i do przeznaczenia wznoszonych obiektów. Obóz przekształcono na obóz koncentracyjny, jako filię obozu KL Auschwitz. Projekt budowy obozu Birkenau w miejscowości Brzezinka zakładał utworzenie odrębnego „obozu kwarantanny" (późniejszego odcinka BI) oraz tzw. obozu głównego składającego się z dwóch części, po sześć mniejszych sektorów każdy. W każdym takim sektorze znajdować miały się baraki mieszkalne w ilości 12 sztuk, jeden barak gospodarczy oraz po jednym baraku latrynie i umywalni. Obóz główny od kwarantanny miała oddzielać „strefa neutralna" o szerokości 90 metrów, wzdłuż której miała przebiegać ulica i bocznica kolejowa połączona z dworcem kolejowym w Oświęcimiu. Założenia i rozwiązania przyjęte w projekcie budowy obozu w Brzezince dyktował deficyt materiałów budowlanych, w związku z powyższym powzięto decyzję o pozyskiwaniu cegieł i innych materiałów z rozbiórki domów Polaków wysiedlonych z miejscowości Brzezinka.

Pracę przy budowie obozu jenieckiego (koncentracyjnego) rozpoczęto w październiku 1941 roku przy udziale sowieckich jeńców wojennych oraz komanda więźniów doprowadzanych z KL Auschwitz, którzy prace rozpoczęli od burzenia kilku domów wysiedlonych Polaków. Do grupy działań traktowanych, jako priorytet należy zaliczyć kopanie rowów odwadniających. Budowę 30 baraków mieszkalnych rozpoczęto od „części kwarantanny" na odcinku BI oraz głównej wartowni. W grudniu

1941 roku wzniesiono pierwsze 6 baraków mieszkalnych, z których każdy mógł pomieścić po 700 jeńców, 8 kolejnych doprowadzono do stanu surowego i przykryto dachem, zaś w 7 barakach ukończono mury i konstrukcję dachu bez ostatecznego przykrycia.

W połowie roku 1942 podjęto decyzję o ustawieniu na terenie obozu sześciu prefabrykowanych drewnianych baraków typu stajennego, które miały posłużyć do zakwaterowania jeńców. Od tego momentu nie wznoszono już w Brzezince baraków mieszkalnych murowanych, lecz zastąpiono je tańszymi i łatwiejszymi w montażu barakami drewnianymi, które masowo były rozmieszczane na odcinkach BII i BIII.

Poszczególne sektory (obozy), na które podzielone były odcinki budowlane, oddzielono ogrodzeniami z drutu kolczastego pod napięciem elektrycznym. Cały obóz otoczony był wieżami wartowniczymi. Oprócz tego w maju 1944 r. oddano do użytku trzytorową bocznicę kolejową i rampę wyładowczą.

Ogółem na terenie Brzezinki(Birkenau), na obszarze około 140 hektarów, zdołano wybudować około 300 baraków i budynków mieszkalnych, administracyjnych i gospodarczych, trzynaście kilometrów rowów odwadniających, szesnaście kilometrów ogrodzenia z drutu kolczastego, kilkanaście kilometrów dróg.

Baraki murowane zostały wzniesione w najstarszej części obozu, na tzw. odcinku, BI, którego budowę rozpoczęto jesienią 1941 r. We wnętrzu każdego z nich wymurowano 60 przegród, wydzielających boksy, w których znajdowały się po trzy poziomy do spania, tworzące w sumie 180 legowisk, tzw. buks, na których miało spać po czterech więźniów. Zatem każdy z tych baraków, według planów SS, miał pomieścić ponad 700 więźniów. Budynki te początkowo (nie wszędzie) zamiast podłogi miały klepisko, z czasem zastąpione warstwą płasko ułożonych cegieł lub posadzką z cienkiej warstwy betonu. W zimie baraki nie były ogrzewane. Zainstalowano w nich wprawdzie po dwa żelazne piecyki, ale nie były one w stanie ogrzać całego dużego pomieszczenia. Przy grubościach murowanych ścian po 12 cm i przy braku przegrody stropu. W barakach brakowało urządzeń sanitarnych. Dopiero na przełomie 1943 i 1944 r. niewielką część każdego z nich adaptowano na umywalnie i ustępy. Początkowo baraki nie miały również oświetlenia elektrycznego.

Baraki drewniane typu stajennego były montowane na odcinku BI, jednakże docelowym miejscem ich rozplanowania były odcinki BII i BIII. W barakach tych nie było okien. Zamiast nich w górnej części, po obu stronach, znajdował się rząd świetlików. Przez prawie całą długość baraku ciągnął się przewód kominowy, który zimą służył do ogrzania pomieszczenia. Wnętrze baraku podzielone było przegrodami na 18 boksów, które pierwotnie zaprojektowane zostały, jako stanowiska dla 52 koni. Dwie przegrody przy wejściu zarezerwowane były dla więźniów funkcyjnych, w dwóch innych z tyłu baraku, ustawione były pojemniki na fekalia. W pozostałych boksach umieszczone były trzypiętrowe drewniane legowiska lub trójpoziomowe drewniane prycze, na których miało spać po 15 więźniów, czyli łącznie ponad 400 więźniów w baraku.

Cytowany na podstawie materiałów historycznych opis rozwiązań budowlanych baraków mieszkalnych należy traktować, jako ilustrację skrajnie prymitywnych i uciążliwych warunków bytowania więźniów.

4. Zakres projektu badawczego

4.1. Lokalizacja terenu, na którym znajdują się obiekty objęte projektem badawczym.

Rys. nr.1 Zdjęcie obozu Auschwitz II – Birkenau odcinka BI wg. mapy internetowej (Google Maps).

W ramach projektu badawczego realizowanego przez Politechnikę Krakowską przeprowadzono szereg badań i analiz określających cechy fizyczne i wytrzymałościowe materiałów w obiektach kubaturowych, niewielkich obiektach okalających obóz jak również obiektach związanych z niedokończoną infrastrukturą sanitarną(kanalizacyjną). Projekt badawczy został podzielony na dwa etapy. W pierwszym etapie wyodrębniono cztery części, które stanowiły podstawowy harmonogram prac terenowych. Drugi etap realizowany był przez akredytowane laboratorium badawcze L-18 Politechniki Krakowskiej, dotyczył pobierania i analizy laboratoryjnej próbek materiałów budowlanych.

Podstawowy podział projektu badawczego wyglądał następująco:

- Etap 1 część 1.1 obejmował baraki: B-123 i B-124
- Etap 1 część 1.2 obejmował obiekty takie jak: B-91, B-8, B-10, B-111, B-113, B-146, B-398, B-114, B-115, B-148, B-150/5, B-150/6, B-150/8, B-467
- Etap 1 część 1.3 obejmował obiekty takie jak: B-67, B-71, B-79, B-112, B-140, B-141, B-142, B-145, B-149.
- Etap 1 część 1.4 dotyczył Raportu końcowego, w którym znajduje się podsumowanie wszystkich wyników przeprowadzonych badań, przedstawionych indywidualnie w każdym cząstkowym raporcie oraz wytyczne do opracowania projektów zabezpieczenia obiektów muzealnych. Zespół badawczy opracował dla

każdego obiektu jego własny indywidualny raport z przeprowadzonych badań i analiz statyczno-wytrzymałościowych elementów istniejącej konstrukcji. Każdy badany obiekt został oceniony w zakresie bezpieczeństwa jego układu nośnego a ponadto opracowano modele układów nośnych umożliwiające wariantowe analizy na etapie projektowania.

4.2. Syntetyczne zestawienie raportów częściowych dotyczących poszczególnych obiektów.

Każdy z obiektów będący w zakresie projektu badawczego realizowanego przez Zespół Badawczy Politechniki Krakowskiej posiada swój odrębny raport częściowy, w którym zawarte są indywidualne informacje techniczne dotyczące ocenianego obiektu.
W ramach programu badawczego wykonano do każdego obiektu osobny indywidualny raport z przeprowadzonych badań i analiz obliczeniowych. W programie projektu badawczego wyodrębniono następujące obiekty o numerze inwentarzowym: ***B-123, B-124, B-91, B-8, B-10, B-111, B-113, B-146, B-398, B-114, B-115, B-148, B-150/5, B-150/6, B-150/8, B-467, B-67, B-71, B-79, B-112, B-140, B-141, B-142, B-145, B-149.***

Każde opracowanie dotyczące badanego obiekty zostało podzielone według identycznego schematu zrealizowanych prac badawczych, analiz oraz zawartości merytorycznej opracowania. W ramach każdego opracowania uwzględniono następujący zakres:

1. Opis programu prac badawczych oraz interpretacja wyników badań laboratoryjnych
2. Opis ogólny badanego obiektu
3. Opis oraz ocena techniczna stanu zachowania istniejącego badanego obiektu
4. Systematyka występujących uszkodzeń w formie opisowej oraz rysunkowej
5. Opracowany model 3D obiektu w zakresie konstrukcyjnym. Wnioski z analizy statyczno – wytrzymałościowej poparte obliczeniami nośności elementów drewnianych, murowych, betonowych
6. Uzupełniające badania geologiczne podłoża gruntowego
7. Wytyczne do projektu wzmocnienia i zabezpieczenia układu nośnego badanego obiektu.
8. Wytyczne do projektu ochrony obiektu przed wilgocią
9. Dokumentacja fotograficzna wykonanych badań oraz zarejestrowanych uszkodzeń

Oznaczenie Raportów Częściowych wyróżnia opisany na pierwszej stronie numer inwentarzowy obiektu.

- Barak mieszkalny(więźniarski) o numerze inwentarzowym ***B-123*** – obiekt kubaturowy o wymiarach rzutu poziomego wynoszącym około 11,5m x 36,5m oraz wysokości mierzonej w kalenicy około 5,3m. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie 21 otworów okiennych oraz dwa wejścia drzwiowe umiejscowione symetrycznie w obu zewnętrznych ścianach podłużnych. Ściany zewnętrzne osłonowe wykonano z cegły pełnej o grubości 12cm. Pogrubienia ścian w formie pilastrów na jedną cegłę występują przy otworach drzwiowych oraz w narożach obiektu. Pogrubienie na półtorej cegły występują przy pilastrach w

ścianach podłużnych. Natomiast ściany szczytowe zostały stężone pilastrami o wymiarach około 40x40cm do wysokości murłaty i pilastrami o wymiarach około 25x25cm powyżej tego poziomu. Poszerzenie wymiaru geometrycznego ścian szczytowych występuje w punktach oparcia płatwi dachowych, a w przypadku ścian podłużnych w punktach oparcia wiązarów pełnych drewnianej więźby dachowej. Barak posiada drewnianą więźbę dachową płatwiowo-kleszczową dwu stolcową z dwoma poziomami kleszczy.

- Barak mieszkalny(więźniarski) o numerze inwentarzowym ***B-124*** – obiekt kubaturowy o zbliżonych wymiarach zewnętrznych rozwiązaniach budowlano-konstrukcyjnych jak barak B-123.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B- 91*** – obiekt kubaturowy pełniący funkcję kuchni obozowej. Kuchnia zbudowana została na rzucie prostokąta o wymiarach zewnętrznych około 11,7m x 64,3m oraz wysokości mierzonej w kalenicy około 5,8m. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie 33 otworów okiennych oraz 5 drzwi wejściowych. Ściany zewnętrzne osłonowe wykonano z cegły pełnej o grubości 12cm oraz lokalnie 26cm (lokalne pogrubienia osiągają nawet wielkość około 40cm) . Barak posiada drewnianą więźbę dachową płatwiowo-kleszczową w układzie ram drewnianych dzielących przestrzeń baraku na układ trójnawowy.
- Obiekt usytuowany się na zewnątrz obozu o numerze ***B-8*** pełnił funkcję małej wieży wartowniczej. Ustrój nośny jak i elementy osłonowe wieży wykonano z elementów drewnianych. Jedynie podbudowa wieży pełniąca funkcję fundamentów uformowana została, jako ceramiczna podmurówka wznosząca się nieco ponad poziom terenu. Wysokość wieży mierzona od poziomu terenu okalającego obiekt do krawędzi kalenicy wynosi około 7, 2m. Dach obiektu uformowanego, jako układ kopertowy na rzucie kwadratu. Pokrycie dachu stanowi dachówka ceramiczna układana w tzw. „rybią łuskę”.
- Obiekt znajdujący się poza ogrodzeniem obozu o numerze ***B-10*** pełnił funkcję „dużej” wieży wartowniczej. Jest to obiekt o układzie szkieletowym z okładziną drewnianą w postaci poziomych desek szalunkowych. Ustrój nośny jak i elementy osłonowe wieży wykonano z elementów drewnianych. Jedynie podbudowa konstrukcji w części zagłębionej (podziemnej) pełniąca funkcję ścian fundamentowych wznoszących się nieco ponad poziom teren wykonano z elementów ceramicznych tj. cegły pełnej. Głębiej zalegająca część ściany fundamentowej wykonana została z betonu. Wysokość wieży mierzona od poziomu terenu okalającego obiekt do krawędzi kalenicy wynosi około 11,3m. Dach obiektu tworzy kopertowy układ połaci na rzucie kwadratu o mansardowej geometrii.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-111*** – Wolnostojący komin będący reliktem po baraku, który pełnił funkcję magazynu i obieralni ziemniaków oraz mycia warzyw. Istniejący fragment wolnostojącego komina został wykonany z cegły pełnej na obrysie prostokątnych przekroju rzutu. Część fundamentowa komina również została wykonana z elementów ceramicznych, jako układ stopy fundamentowej z

odsadzkami. Obecnie wolnostojący komin posiada pozostałości po dwóch wewnętrznych szufladach dymowych (szachtach).

- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-113*** – obiekt kubaturowy o wymiarach zewnętrznych około 11,5m x 36,5m oraz wysokości mierzonej w kalenicy około 5,5m. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie 21 otworów okiennych oraz drzwi wejściowe umiejscowione w ścianie podłużnej po stronie północnej. Ściany zewnętrzne osłonowe wykonano z cegły pełnej o grubości 12cm. Pogrubienia ścian w formie pilastrów na jedną cegłę występują przy otworach drzwiowych oraz w narożach obiektu, na półtorej cegły występują rytmicznie rozmieszczone pilastry w ścianach podłużnych. Natomiast ściany szczytowe zostały stężone pilastrami o wymiarach około 40x40cm do wysokości murłaty i pilastrami o wymiarach około 25x25cm powyżej tego poziomu. Barak posiada drewnianą więźbę dachową płatwiowo-kleszczową dwustolcową z dwoma poziomami kleszczy.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-114*** - barak mieszkalny zbudowany został na rzucie prostokąta o wymiarach zewnętrznych około 11,5m x 36,5m oraz wysokości mierzonej w kalenicy około 5,5m. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie 22 otworów okiennych oraz drzwi wejściowe umiejscowione w ścianie podłużnej po stronie północnej. Barak posiada drewnianą więźbę dachową płatwiowo-kleszczową dwustolcową z dwoma poziomami kleszczy.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-115*** jest obiektem kubaturowym o podobnym układzie i systemie konstrukcyjnym jak barak B-114.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-146*** – Obecnie zachowały się fragmenty ścian będących reliktem po baraku B-146. W programie badawczym zespołu z Politechniki Krakowskiej była ocena stanu technicznego dwóch istniejących fragmentów ścian. Pierwszy fragment ściany w układzie liniowym bezpośrednio przylegający do baraku B-144, jest zabezpieczony poprzez tymczasowe obustronne przypory drewniane. Drugi opiniowany fragment ściany to układ narożnikowy, stanowiący pozostałość dwóch prostopadłych do siebie ścian.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-398*** – jest to obiekt znajdujący się poza obszarem samego obozu i pełnił funkcję schronu przeciwlotniczego dla strażników.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-148*** – obiekt pełnił funkcję zbiornika wody dla celów przeciwpożarowych. Został wybudowany na planie prostokątnego rzutu o wymiarach geometrycznych wynoszących około 11m x 16m, głębokość dna zbiornika względem górnej krawędzi betonowych ścian obwodowych wynosi około 2,5m. Ściany obwodowe płytko posadowionej części nadziemnej wykonano, jako betonowe o grubości około 45cm. Dno zbiornika przeciwpożarowego w części środkowej oraz ściany boczne wykonano z betonu, przy czym zastosowano – układ uwarstwienia składający się z 3 warstw, które stanowią: płyta betonowa, warstwa izolacji w postaci papy oraz warstwa dociskowa betonowa.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-150/5*** – to obiekt, który pełnił funkcję jednego z elementów całego systemu oczyszczania nieczystości sanitarnych na terenie obozu. Średnica obiektu o rzucie walcowym wynosi około 20m licząc podany wymiar bez zewnętrznego koryta betonowego. Wysokość mierzona od dolnej krawędzi

okalającego koryta betonowego do górnej krawędzi ścian zewnętrznych zraszacza wynosi około 5,7m. W ramach projektu badawczego wykonano skaning laserowy całego obiektu. Ściany zewnętrzne obwodowe zostały wykonane z elementów ceramicznych-cegły w układzie cylindrycznym.

- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-150/6*** - Zbiornik Imhoffa jest obiektem otwartym o rzucie w kształcie zbliżonym do prostokąta o wymiarach około 15,0x9,5m. Wewnątrz, przy dnie obiektu występuje niskie żebro betonowe dzielące powierzchnię na dwie części. Głębokość zbiornika wynosi około 5,0m. Obiekt posiada płytę fundamentową i obwodowe ściany betonowe w spadku. Na podstawie udostępnionych materiałów archiwalnych oraz materiałów inwentaryzacyjnych wykonanych przez pracowników PMA-B wynika, że płyta dna posiada grubość około 50,0cm, a ściany zewnętrzne zwiększają swoją grubość wraz z głębokością. Przy koronie grubość ściany wynosi około 100 cm, a przy dnie może wynosić do około 300,0cm.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-150/8*** – Oczyszczalnik ścieków jest obiektem podziemnym o rzucie w kształcie prostokąta o wymiarach rzutu około 50,0x10,0m. Wewnątrz obiekt ten podzielony jest na dwie komory podłużne oraz lokalnie w zależności od funkcji na mniejsze poprzeczne. Również w zależności od planowanej funkcji i kierunku prowadzenia nieczystości płynnych, głębokość zbiornika jest różna i waha się od około 3,5m do około 5,0m. Od strony wschodniej zlokalizowane są wloty kanałów, przez które napływały nieczystości, a od zachodu znajdują się wyloty odprowadzające oczyszczoną wodę do rzeki. Obiekt posiada ściany murowane z cegły pełnej. Ściana wewnętrzna podłużna wykonana jest na grubość 1,5 cegły. Natomiast ściany zewnętrzne posiadają zmienną grubość z odsadzkami i zwiększającymi grubość ściany wraz z głębokością.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-467*** – Szambo. Rzut poziomy całej bryły obiektu zbliżony jest do prostokąta o wymiarach około 6m x 7,5m. Ściany podziemnego zbiornika – szamba, zostały wykonane, jako przegrody jednowarstwowe o grubości po około 400mm. Ściany posadowiono najprawdopodobniej na ławach betonowych lub ceramicznych – brak informacji szczegółowych na ten temat. Ściany wewnętrzne zbiornika zostały wykonane podobnie jak zewnętrzne z materiałów ceramicznych – cegły pełnej o grubości przegrody ściany po około 250mm. Płyta denna podziemnego zbiornika została wykonana, jako element betonowy. Płyta przykrywająca zbiornik wykonana jest z betonu zbrojonego o grubości około 180mm z układem poprzecznych belek stalowych o przekrojach szyn kolejowych. Na płycie znajduje się warstwa wylewki cementowej o grubości 20 mm.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-67*** - Barak mieszkalny zbudowany został na rzucie prostokąta o wymiarach zewnętrznych około 11,5m x 36,2m oraz wysokości mierzonej w kalenicy około 5,3m w stosunku do poziomu otaczającego terenu. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie 21 otworów okiennych oraz jedne drzwi wejściowe umiejscowione w ścianie podłużnej po stronie północnej. Ściany zewnętrzne osłonowe wykonano z cegły pełnej o grubości 12cm. Lokalne usztywnienia ścian w formie pilastrów na jedną cegłę występują przy

otworach drzwiowych oraz w narożach obiektu, zaś filarki na półtorej cegły występują w ścianach podłużnych. Natomiast ściany szczytowe zostały stężone pilastrami o wymiarach około 50x37,5cm do poziomu murłaty. Występujące filarki ceglane w analizowanym baraku posiadają wymiary przekroju odpowiednio 25x25cm oraz 37,5x25cm. Poszerzenie wymiaru geometrycznego ścian szczytowych występuje w punktach oparcia płatwi dachowych, a w przypadku ścian podłużnych w punktach oparcia wiązarów pełnych drewnianej więźby dachowej. Barak posiada drewnianą więźbę dachową płatwiowo-kleszczową dwu stolcową z dwoma poziomami kleszczy.

- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-71*** – Barak pełniący najprawdopodobniej funkcję mieszkalną dla dzieci. Układ konstrukcyjny identyczny jak układ baraku B-67.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-79*** - Barak pełniący funkcję najprawdopodobniej bloku mieszkalnego oraz bloku szpitalnego dla chorych na tyfus. Układ konstrukcyjny zbliżony do opisanych rozwiązań baraku B-67.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-112*** – Barak pełnił funkcję bloku łaźni i dezynfekcji odzieży. Barak łaźnia zbudowany został na rzucie połączonego prostokąta i kwadratu, tworząc układ dwu skrzydłowy (zbliżony do litery „T") o wymiarach zewnętrznych około 11,7m x 64,3m oraz dobudówki o wymiarach 12,0mx11,70m. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie 27 otworów okiennych oraz osiem drzwi wejściowych. Ściany zewnętrzne osłonowe wykonano z cegły pełnej o grubości 12cm i lokalnie ok. 25cm. Natomiast ściany szczytowe zostały stężone pilastrami o wymiarach około 52x40cm do wysokości murłaty. Barak posiada drewnianą więźbę dachową płatwiowo-kleszczową dwustolcową z zastrzałami i czteroma słupami w każdej osi geometrycznej. Układ więźby dachowej rozdziela przestrzeń baraku na 3 nawy.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-140*** – obiekt pełnił funkcję bloku wyposażonego w połowie w umywalnie oraz w drugiej połowie funkcję latryn. Funkcje tego obiektu zostały rozdzielone poprzez ścianę poprzeczna murowaną. Ściany zewnętrzne osłonowe wykonano z cegły pełnej o grubości 12cm, a występujące pogrubienia ścian w formie pilastrów o wymiarach 25 x37,5 stanowią główną konstrukcję nośną baraku. Filarki rozstawiono w regularnych odstępach wynoszących, co około 4,0m. Barak posiada więźbę dachową zrealizowaną, jako kratownica drewniana. Układ geometryczny dachu to ustrój dwuspadowy pokryty dachówką cementową układaną w wzorze karo. W całym baraku występuje podbitka w postaci płyt cementowo - wiórowych tzw. suprema. Barak latryna zbudowany został na rzucie prostokąta, o wymiarach zewnętrznych około 4,5m x 36,3m. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie pięć otworów okiennych oraz cztery wejściowe otwory drzwiowe.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-141*** – pełnił funkcję latryn obozowych. Układ konstrukcyjny jest podobny do baraku B-140.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-142*** – obiekt pełnił funkcję latryn obozowych. Układ konstrukcyjny jest również podobny do opisanego baraku B-140.

- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-145*** – ***EFFEKTENKAMMER*** pełnił funkcję magazynu odzieży i mienia więźniów. Obiekt zbudowany został na rzucie połączonych dwóch prostokątów, o wymiarach zewnętrznych około 11,7m x 64,3m oraz dobudówki o wymiarach 3,4m x 22,70m. W ścianach szczytowych oraz ścianach podłużnych występuje w sumie 35 otworów okiennych oraz trzy otwory drzwiowe. Ściany zewnętrzne osłonowe wykonano z cegły pełnej o grubości 12cm i ok. 25cm. Natomiast ściany szczytowe o grubości 25cm zostały stężone pilastrami o wymiarach około 50x37,5cm do poziomu murłaty. Barak posiada drewnianą więźbę dachową płatwiowo-kleszczową dwustolcową z zastrzałami, czteroma słupami w każdej osi geometrycznej. Układ więźby dachowej rozdziela przestrzeń baraku na 3 nawy. Drewniane słupy ramownic zostały skotwione na zewnątrz ze ścianami poprzez kotwy stalowe z płytkami oporowymi. Dach przekrywający budynek wykonano, jako dwuspadowy pokryty dachówką cementową zakładkową układaną na nowych lub przełożonych łatach drewnianych. W baraku B-145 od strony południowej znajdują się symetrycznie wydzielone dwa pomieszczenia. W części północno-zachodniej do baraku przylega niska przybudówka. Układ więźby dachowej przybudówki został wykonany, jako dach pulpitowy pokryty papą na pełnym deskowaniu.
- Obiekt o numerze inwentarzowym ***B-149*** – pełnił funkcje przepompowni ścieków. Ściany zewnętrzne części nadziemnej wykonano z cegły pełnej o grubości ściany 25cm, ściany wewnętrzne budynku wykonano z cegły pełnej o grubości około 12,5cm. Część podziemna to elementy żelbetowe. Wśród nich można wyodrębnić następujące elementy żelbetowe: ściany budynku w jego części podziemnej o zmiennej grubości od 35cm-90cm, schody żelbetowe dwubiegowe o grubości płyty nośnej 12cm, płyta stropowa o grubości 14cm, ściany zewnętrzne otwartego zbiornika grubości od 35-90cm, płyta fundamentowa o grubości około 50cm. Więźba dachowa przepompowni wykonana, jako drewniana konstrukcja nośna dwuspadowego dachu krokwiowego z podparciami pośrednimi w postaci płatwi kalenicowej, słupków oraz mieczy.

5. Zakres badań i analiz modeli obliczeniowych, jakie zostały przeprowadzone na obiektach objętych projektem badawczym

Przyjęty zakres badań i analizy, jaki został wykonany w ramach projektu badawczego był dostosowany indywidualnie dla każdego obiektu. Poprzez wprowadzenie uporządkowania grup obiektów do konkretnego rodzaju budynków takich jak obiekty kubaturowe – mieszkalne, obiekty infrastruktury sieci kanalizacyjnej zagłębione całkowicie lub częściowo w ziemi, obiekty o konstrukcji drewnianej reprezentowane przez dwie wieże wartownicze wypracowano szczegółowy program badań dostosowany do każdego rodzaju typów obiektów, które miały na celu pozwolić na określenie podstawowych cech wytrzymałościowych materiałów budowlanych oraz poziomu bezpieczeństwa całego obiektu. Szczegółowe wyniki każdego badania lub analizy obliczeniowej znajdują się w raportach indywidualnych opracowanych osobno dla każdego obiektu. Raport końcowy stanowi podsumowanie najważniejszych wyników i ich syntetyczną ocenę przy uwzględnieniu wszystkich badań i analiz obliczeniowych.

5.1. Zakres wykonanych badań oraz rodzaj pobranych próbek

5.1.1. Badania podłoża gruntowego

W ramach projektu badawczego przeprowadzono uzupełniające badania terenowe połączone z pobraniem próbek gruntu do badań laboratoryjnych. Celem badań była między innymi weryfikacja dokumentacji geologiczno-inżynierskiej wykonanej w 2013r przez ***GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne sp. z o.o.*** Uzyskane dane o cechach fizycznych i mechanicznych gruntów wykorzystano do analizy nośności fundamentów każdego obiektu objętego programem badawczym. Badania terenowe wykonywano w miejscach uprzednio przygotowanych odkrywek fundamentowych lub z powierzchni terenu. Badania z terenu powierzchni były realizowane w szczególności przy obiektach częściowo lub całkowicie zagłębionych w gruncie. Wyniki badań przedstawiono w postaci raportów z badań geologicznych i załączono do poszczególnych raportów indywidualnych w postaci osobnego załącznika(Załącznik nr.6 każdego indywidualnego opracowania).

Przeprowadzone badania terenowe oraz analizy laboratoryjne w większości przypadków potwierdziły wyniki poprzednich badań geotechnicznych. Różnice, jakie wystąpiły pomiędzy opracowanymi dokumentami dotyczyły w szczególności wartości miąższości poszczególnych warstw geotechnicznych lub poziomu zwierciadła wód gruntowych. Na podstawie przeprowadzonych badań należy stwierdzić, że omawiane podłoże przy obiektach znajdujących się w zakresie projektu badawczego należy klasyfikować, jako złożone warunki geotechniczne. Z punktu widzenia warunków posadowienia obiektów na analizowanym terenie, kluczowe znaczenie dla warunków pracy konstrukcji mają parametry odkształceniowe warstw gruntów aluwialnych położonych w poziomie posadowienia i poniżej. Czynnikiem istotnie wpływającym na parametry mechaniczne warstw gruntów jest występowanie uśrednionego poziomu wód gruntowych. Indywidualne poziomy zwierciadła wód gruntowych przy analizowanych obiektach przedstawiono w poszczególnych raportach częściowych(Załącznik nr.6 każdego opracowania). Uśredniony poziom wód gruntowych pomiędzy wszystkich badaniami przeprowadzonymi przez Zespół z Politechniki Krakowskiej znajduje się na ***rzędnej około 2,0m*** poniżej istniejącego poziomu terenu. Istotnym czynnikiem wpływającym na pracę konstrukcji budynków a w szczególności ich fundamentów jest występowanie gruntów o charakterze wysadzinowym. Otrzymane i przedstawione wyniki w załączniku każdego raportu częściowego pt. „Raport z badań geotechnicznych podłoża gruntowego" wskazują jednoznacznie na potrzebę zabezpieczenia części podziemnej baraku przed wpływem wód gruntowych. Autorzy opracowania wskazują potrzebę podwyższenia parametrów geotechnicznych warstw gruntów zalegających poniżej spodu fundamentów. Proces wzmacniania gruntu jest uzasadniony występowaniem wód gruntowych o charakterze naporowym oraz zabezpieczeniem obiektu przed wpływem zjawiska wysadzin w następstwie zbyt płytkiego posadowienia nie zawsze uwzględniającego głębokości przemarzania.

5.1.2. Badania próbek betonu pobranych z fundamentów

Pobranie próbek rdzeniowych z fundamentów wykonano w uprzednio przygotowanych odkrywkach fundamentowych, które posłużyły również do określenia stanu technicznego i ich geometrii. Stanowiska badawcze pozwoliły na wykonanie odwiertów koronkowym wiertłem diamentowym na mokro. Miejsca pobrania próbek zostały uprzednio ustalone z przedstawicielem Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau. Wszelkie prace terenowe odbywały się w obecności przedstawiciela Muzeum oraz pod stałym nadzorem archeologicznym. Pobrane próbki rdzeniowe betonu o średnicy 75mm pozwoliły na wykonanie wytrzymałościowych badań niszczących w akredytowanym laboratorium Instytutu L-18 Politechniki Krakowskiej. Uzyskane wyniki pozwoliły na określenie gęstości materiału badawczego, wytrzymałości materiału na ściskanie i stopnia zanieczyszczenia substancjami chemicznymi. Szczegółowe wyniki dla poszczególnych próbek przedstawiono w każdym częściowym raporcie dla każdego obiektu. Podsumowanie wyników badań zawarto w niniejszym opracowaniu w punkcie 7. Uzyskane wyniki z badań wykorzystano do analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz określenia stanu technicznego elementu wraz z odpowiednim dobraniem wytycznych dla projektu wzmocnień.

5.1.3. Badania ścian murowanych – ceglanych oraz zapraw murarskich

W ramach programu badawczego wykonano badania cegieł oraz zapraw murarskich pod kątem ustalenia wytrzymałości murów na ściskanie, wilgotności materiału, zagrożenia solami rozpuszczalnymi w wodzie oraz analizy składu zaprawy.

Badaniami objęto fragmenty cegły ceramicznej pełnej wraz z zaprawą, pobrane z muru metodą odwiertu koronkowym wiertłem diamentowym na sucho. Do badań wytrzymałości muru na ściskanie wykorzystano pobrane rdzenie cegły wraz ze spoiną z zaprawy o średnicy 100mm a dla wytrzymałości samej cegły wykorzystano próbki o średnicy 50 mm. Tak przygotowane próbki ściskano w maszynie wytrzymałościowej i oznaczano wartość siły niszczącej. Prace terenowe były prowadzone pod nadzorem przedstawiciela Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau. Pobranie odwiertów ze ściany wykonano w pięciu stanowiskach badawczych w baraku łaźni. Próbki pobrano w każdym z pięciu miejsc według przyjętego identycznego schematu. W każdym z pięciu miejsc pobierania próbek wytypowanych w porozumieniu z przedstawicielem Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau miejsc badawczych pobierano:

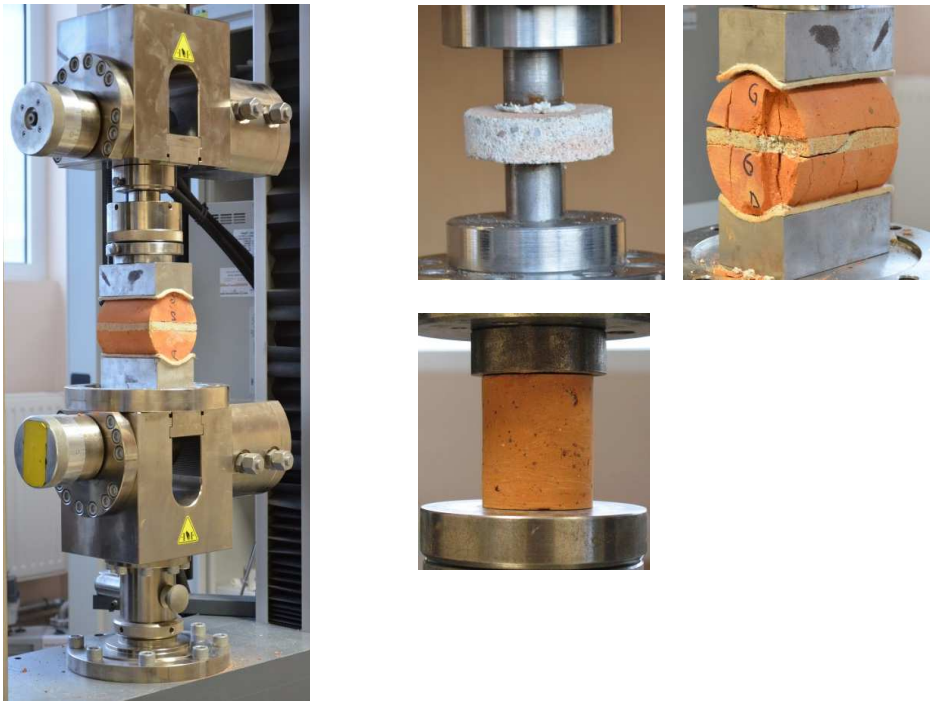
- 1 próbkę rdzeniową cegły wraz z zaprawą o średnicy 100mm w wytypowanym miejscu. Rdzenie pobierano w taki sposób, aby spoina i zaprawy była usytuowana w przekroju średnicowym próbki walcowej.
- 2 próbki rdzeniowe cegły o średnicy 50mm z miejsc usytuowanych bezpośrednio obok dużego odwiertu tak, aby uzyskać wytrzymałość samej cegły w strefie
- Dodatkowo do oceny zawilgocenia i zasolenia pobierano z bezpośrednio przylegających stref dwie próbki rdzeniowe cegły o średnicy 25mm, z których jedną pobierano bezpośrednio nad posadzką, a drugą możliwie najwyżej(wysokość dobierana ze względów technologicznych). Próbki były badane pod względem

wytrzymałości na ściskanie a następnie oznaczono na nich zawartość wilgoci i soli rozpuszczalnych w wodzie.

Metodologia prowadzenia badań laboratoryjnych na pobranych próbkach cegły i zapraw:

Badanie wytrzymałości muru, cegieł i zapraw wykonano w maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell wyposażonej w odpowiednie wkładki do poszczególnych badań. Stanowisko do badań wytrzymałości pobranych materiałów wraz ze sposobem badania przedstawiono na rysunku 1.

Próbki muru ściskano do zniszczenia, w kierunku prostopadłym do pobocznicy z wykorzystaniem odpowiednich przekładek stalowych (rys.nr.1). Obciążenie było przykładane na odcinku równym 1/6 obwodu próbki. Założono w maszynie wytrzymałościowej sterowanie przemieszczeniem z szybkością 0,1 mm/min. Ze względu na nierówności pobocznicy próbek powstałe w trakcie ich wycinania z konstrukcji konieczne było zastosowanie pomiędzy powierzchnią próbek a przekładkami stalowymi warstw wyrównujących z filcu o grubości około 3 mm. Przedstawiony sposób badań wytrzymałościowych murów ceglanych jest modyfikacją metody normowej, która zaleca wycinanie i badanie próbek muru o średnicy 150 mm. Niestety w przypadku badanych obiektów zabytkowych nie było możliwości wycięcia rdzeni o tak dużej średnicy.
Wytrzymałość na ściskanie cegieł badano na walcach o średnicy i wysokości 50 mm (rys.nr.1). Próbki cegieł przycinano na pile diamentowej, a następnie szlifowano, w zakresie płaskości i równoległości płaszczyzn, przez które jest przykładane obciążenie. Próbki obciążano z szybkością 0,1 MPa/s.



Rys.nr.2. Metoda(urządzenie) badania wytrzymałości na ściskanie muru, cegły i zaprawy wraz ze zdjęciami zbliżenia na poszczególne typu badanego materiału.(cegła ceramiczna oraz zaprawa).

Badania zapraw prowadzono metodą stempla. Średnica stempli, przez które przykładano obciążenie wynosiła 20 mm (rys.nr.1). Przed badaniem na dolnej i górnej powierzchni próbek zaprawy wykonywano warstwę wyrównawczą z gipsu o średnicy ok. 30 mm. Próba obciążenia odbywała z szybkością 0,1MPa/s.

Wyniki podsumowujące wszystkie badania zostały przedstawione w punkcie 7 niniejszego opracowania.

5.1.4. Badania zawilgocenia i zasolenia murów ceglanych oraz próbek betonu

Badania w I etapie polegały na pobraniu próbek w postaci odwiertów rdzeniowych ze ścian murowanych (te same próbki, na których przeprowadzono w pierwszej kolejności badania wytrzymałości). Zawartość wilgoci w pobranych próbkach określono metodą suszarkowo-wagową. Próbki po pobraniu pakowano w szczelne pojemniki i po przetransportowaniu do laboratorium ważono. Następnie pobrane materiały suszono w temperaturze 105^{o}C do uzyskania stałej masy.

Zakres badań chemicznych obejmował określenie odczynu, zawartości siarczanów, chlorków i azotanów w cegle ceramicznej, w zaprawie oraz w betonie. Właściwości chemiczne oznaczono na próbkach materiałów pozyskanych z odwiertów, które zostały odpowiednio rozdrobnione, a następnie sporządzono z nich mieszanki wodne, przy zachowaniu stosunku 1:5 zmielony materiał/woda destylowana. Zawartość siarczanów, chlorków i azotanów, w przypadku cegły ceramicznej i zaprawy, wyrażono w procentach w stosunku do masy całej próbki, oraz w stosunku do masy spoiwa w przypadku betonu..

Jony siarczanowe oznaczano w środowisku acetonowym przez miareczkowanie mianowanym roztworem BaCl2 wobec Nitrosulfonazo III. Przyjmuje się, że wysoki stopień zasolenia murów występuje wtedy, gdy zawartość siarczanów przekracza 1,5%, chlorków 0,5% a azotanów 0,3%. W przypadku przekroczenia, którejś z tych wartości należy liczyć się ze szkodliwym intensywnym oddziaływaniem soli na murowany obiekt budowlany.

Natomiast, kiedy zawartość siarczanów nie przekracza 0,5%, chlorków 0,2% a azotanów 0,1% stopień zasolenia murów jest na poziomie niskim.
Zawartość azotanów określono w spektrofotometrze AL 800 testem Merck.

Wyniki podsumowujące wszystkie badania zostały przedstawione w punkcie 7 niniejszego opracowania.

5.1.5. Badania elementów drewnianych

W celu określenia stanu technicznego drewnianych elementów więźb dachowych lub innych elementów będących częścią ustroju nośnego obiektu(wieże wartownicze) oraz w celu określenia założeń materiałowych do weryfikacji stanu technicznego elementów przeprowadzono badania drewna za pomocą urządzenia typu RESI (rezystografu oporowego). Zapisy oporu wiercenia urządzeniem w wytypowanych elementach nośnych załączono do każdego opracowania w postaci osobnego załącznika. W trakcie badań sprawdzano również, czy w miejscu przeprowadzonego badania na danym elemencie występują widoczne oznaki

biologicznej korozji powierzchniowej. Procedura polegała na wizualnej ocenie elementu przez przeprowadzającą badanie osobę. Dane te uzupełniają załączone wykresy pomiarów z urządzenia rezystografu przedstawione w raporcie z badań. Procedura badań elementów drewnianych uwzględniała również określenie stopnia wilgotności danego elementu.

Analiza zapisów oporu wiercenia wskazuje, że w większości przypadków występuje wgłębne strukturalne uszkodzenia drewna. Zróżnicowanie oporów wiercenia odwzorowuje strukturę słojów i różnice wytrzymałości bielastej części przekroju w stosunku do jego twardzielowej części.

5.1.6. Wyniki z pomiarów pionowych odkształceń elementów nośnych obiektów

W celu uszczegółowienia istniejącej dokumentacji przedstawiającej odkształcenia elementów stanowiących układ nośny lub osłonowy obiektu wykonano szereg pomiarów geodezyjnych pokazujących rzędne górnych krawędzi taki elementów jak: fundamenty stopowe wewnętrzne, korona ścian murowanych oraz poziomy płatwi dachowych. Wyniki pomiarów przedstawiono na dokumentacji rysunkowej znajdującej się w raportach częściowych dla poszczególnych obiektów(Załącznik nr.3). Przedstawione pomiary geodezyjne wskazują na znaczny stopień przemieszczeń pionowych elementów konstrukcyjnych obiektów. Podane rzędne ilustrują cały proces pracy ustroju nośnego baraku. Podane wartości pomiarów przemieszczeń pionowych poszczególnych elementów należy odnosić, jako odkształcenia względne, mierzone jedynie względem elementów przyległych.

5.1.7. Analiza skaningu laserowego

Zespół badawczy Politechniki Krakowskiej w raporcie częściowym obiektu B-150/5, dla którego wykonano również skaning laserowy przedstawiający utrwalone deformacje i odkształcenia elementów nośnych dokonał analizy określającej przyczyny powstania powstałych uszkodzeń. W swoich opracowaniach a w szczególności w analizie obliczeniowej uwzględniono również materiały wykonane przez Geotronics Polska sp. z o.o. W celu przejrzystego przedstawienia wyników opracowań zespołu z Politechniki Krakowskiej dotyczących poszczególnych obiektów załączono fragmenty opracowanych schematów i rysunków ilustrujących traktowanych, jako materiał pomocniczy do opracowania projektów budowlanych i wykonawczych remontu konserwatorskiego.

Skala i zakres deformacji ścian podłużnych, szczytowych oraz posadzek betonowych i ceramicznych jest mocno zróżnicowana zarówno w zakresie ich stanu zachowania w poszczególnych obiektach jak również nawet w obrębie tego samego obiektu. W związku z tym, opracowania częściowe dotyczące poszczególnych obiektów, raport końcowy oraz materiały źródłowe takie jak np. skaning laserowy i dokumentacja geologiczno-inżynierska należy traktować, jako jeden spójny materiał. Przedstawione wartości maksymalnych deformacji poszczególnych elementów przedstawione w raportach częściowych(pkt. 4.7 raportu indywidualnego) należy rozpatrywać i analizować z materiałem rysunkowym wykonanym przez Geotronics Polska sp. z o.o. Materiał rysunkowy skaningu laserowego obiektów potwierdził wnioski i mechanizmy uszkodzeń przedstawione przez zespół Politechnik Krakowskiej dotyczące głównych przyczyn powstałych uszkodzeń. Poniżej

zamieszczono w postaci tabelarycznej maksymalne odkształcenia dla ścian zewnętrznych oraz kominów obiektów kubaturowych ze szczególnym wyodrębnieniem dla baraków mieszkalnych. W ocenie Zespołu badawczego Politechniki Krakowskiej przedstawione poniżej wartości liczbowe stanową bezpośrednie zagrożenie katastrofą a w związku z tym zaproponowano w punkcie nr.8 metody(wytyczne do wzmocnienia), które posłużą, jako materiał źródłowy dla przygotowywanych projektów budowlanych i wykonawczych.

Tablica nr.1 Zestawienie ekstremalnych wartości odkształceń ścian i kominów ceglanych. Wartości podano w [mm]

Numer Obiektu	Ściana Północna	Ściana Południowa	Ściana Wschodnia	Ściana Zachodnia	Komin Ceglany
B-123	60	80	50	70	90
B-124	40	60	20	60	215
B-91	30	50	100	70	43
B-8	40	40	60	40	Brak
B-10	40	40	40	40	Brak
B-113	100	20	20	100	48
B-114	80	60	20	80	69
B-115	50	60	30	80	36
B-67	20	20	100	60	36
B-71	40	60	20	40	49
B-79	20	60	50	80	30
B-112	20	20	40	40	373
B-140	40	20	20	40	50
B-141	60	90	50	40	31
B-142	50	20	60	50	19
B-145	20	40	20	60	-

Przedstawione ekstremalne wartości odkształceń ścian zewnętrznych oraz kominów wskazują na przekroczenie dopuszczalnych wartości wynoszącej 20mm.

Do grupy podstawowych przyczyn – zgodnie z ocenami ujętymi w szczegółowych raportach - można zaliczyć:

a. Wpływ pracy ustroju drewnianej więźby dachowej na ściany wewnętrzne i zewnętrzne. (Wadliwe sposoby oparcia elementów nośnych na ścianie ceramicznej)
b. Nierównomierne osiadanie fundamentów wynikające z niskich wskaźników nośności związanych z kolei ze znaczną ilością wody w poszczególnych warstwach gruntu.
c. Brak dostatecznej sztywności ścian osłonowych(zewnętrznych) związanych z pierwotnymi wadami konstrukcyjnymi. Najistotniejszą wadą konstrukcyjną jest odspojenie ścian od nośnych filarków ceglanych na skutek niewłaściwego przewiązania w stykach oraz częściowo

nierównomiernej pracy układu nośnego(ściana-fundament). Potwierdzeniem opisanego stanu są zastosowane tymczasowe przypory drewniane przy wielu obiektach znajdujących się na terenie PMAB.

d. Deformacje posadzki głównie wynikające z zjawiska wysadzin w gruncie stanowiącym podbudowę posadzek.

5.1.8. Przeglądy stanu technicznego głównych elementów nośnych

W ramach opracowania wykonano pełną dokumentację rysunkową istniejących uszkodzeń z uwzględnieniem następujących efektów:

a. Pęknięcia, zarysowania i rozpojenia ścian ceramicznych oraz filarków ceglanych
b. Ubytki fragmentów ścian murowanych wraz z uszkodzeniami warstwy licowej cegły
c. Widoczną korozję biologiczną związaną z organicznymi porostami pochodzenia roślinnego
d. Obszary zawilgocenia ścian zewnętrznych oraz elementów wyposażenia takich jak przegrody boksów, stolarka drzwiowa
e. Pęknięcia i zarysowania oraz deformacje posadzek cementowych(betonowych) lub ceglanych
f. Obszary destrukcji zapraw lub wypraw tynkowych.

Opracowany zakres materiału badawczego jest bardzo obszerny i wymaga odczytywania skali uszkodzeń wraz z dokładną lokalizacją jedynie na podstawie załączonych do każdego raportu częściowego(Załącznik nr.2 każdego indywidualnego raportu) rysunków technicznych zawierających pełną informację o lokalizacji i skali uszkodzeń.

5.1.9. Modele obliczeniowe i analiza statyczno-wytrzymałościowa

Do każdego obiektu na podstawie otrzymanej od Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau dokumentacji archiwalnej lub współczesnej dokumentacji inwentaryzacyjnej oraz na podstawie własnych pomiarów w terenie przygotowano pełny model statyczny 3D w programie Robot Structural Analysis. Model statyczny stanowi przybliżenie obecnego(rzeczywistego) układu konstrukcji obiektu, który pozwolił na wykonanie całościowej analizy statyczno-wytrzymałościowej głównych elementów nośnych. Zamodelowane elementy nośne obiektów zawierają ustalone w badaniach cechy materiałowe (fizyczne i mechaniczne) na podstawie pobranych próbek i wyników uzyskanych z badań laboratoryjnych.

W opracowanej analizie obliczeniowej wykonano obliczenia dla następujących elementów układu nośnego lub grup elementów:

a. Weryfikacja nośności elementów więźb drewnianych takich jak: (np. krowie, płatwie, słupy, murłaty, jętki)
b. Weryfikacja nośności elementów murowych takich jak ściany lub filary ceglane
c. Określenie dopuszczalnych odkształceń filarów nośnych

d. Określenie dopuszczalnych długości i wysokości murowanych ścian osłonowych zgodnie z obowiązującymi warunkami normowymi
e. Określenie dopuszczalnych odkształceń ścian osłonowych(podłużnych i szczytowych)
f. Analiza obliczeniowa posadowienia obiektu(stopa wewnętrzna, ława zewnętrzna)

5.1.10. Badania laboratoryjne wybranych reprezentatywnych krokwi z baraków B-123 i B-124

W ramach projektu badawczego przeprowadzono badania laboratoryjne wybranych w trakcie przeglądu technicznego obiektu ośmiu krokwi drewnianych pobranych z baraków B-123 i B-124. Podstawowym celem przeprowadzonych badań było określenie nośności w oparciu o założone maksymalne ugięcie elementu drewnianego wynoszące L/150 (L- rozpiętość pomiędzy podporami). Badanie zostało podzielone na dwa główne etapy:
Etap 1 dotyczył badań nośności wybranych krokwi pod założonym obciążeniem i przyjętym schemacie statycznym.
Etap 2 dotyczył badań według identycznej metodologii jak dla etapu 1 po wykonaniu wklejenia w przekrój drewniany taśmy Sika Carbodur S 1.525 za pomocą kleju Sikadur 330 do dwóch krokwi pochodzących z baraków B-123 i B-124 oraz jednej próbki wzorcowej. Próbkę wzorcową w przeciwieństwie do krokwi historycznych obciążano do momentu całkowitego zniszczenia.

Zakres opisanych badań i pomiarów nieniszczących obejmował oznaczenie następujących wielkości:

a. wymiarów przekroju poprzecznego,
b. wilgotności drewna w wybranych miejscach,
c. przemieszczenia elementów w trakcie obciążenia do założonego poziomu ugięcia,
d. wzmocnienie wzorcowego krawędziaka oraz wybranej krokwi i ocena efektywności wykonanego wzmocnienia.

Po wykonaniu demontażu krokwi dachowych i transporcie elementów do laboratorium L-18 Politechniki Krakowskiej przeprowadzono badania według poniżej podanej metodologii:

Przyjęty schemat obciążenia:
Badanie przeprowadzono na stanowisku wyposażonym w system badawczy firmy Instron Schenck Testing System.
Przedmiotowe krokwie przeznaczone do badania zostały zamontowane na stanowisku badawczym w pozycji poziomej - poprzez podparcie ich w tych samych miejscach jak w konstrukcji. Siła pionowa z maszyny wytrzymałościowej przyłożona została na badane elementy przez pośrednią poprzeczkę zapewniającą schemat obciążenia dwupunktowego, jako najbliższy dla schematu obciążenia ciągłego. Rozstaw punktów przyłożenia obciążenia wynosił 120 cm. Obciążenie realizowano siłownikiem o zakresie 0÷100 kN ze stałym przyrostem obciążenia w 1 klasie dokładności. Obciążenie realizowano do ugięcia L/150 tj.

dla rozstawu podpór 400 cm maksymalna wartość ugięcia w środku rozpiętości wynosiła 26, 7 mm. Do takiej wartości ugięcia obciążano wszystkie elementy z prędkością przyrostu ugięcia 1 mm/min.

Pomiar przemieszczenia:
Przemieszczenie badanego elementu rejestrowano w pięciu punktach pomiarowych za pomocą czujników indukcyjnych połączonych z cyfrową aparaturę rejestrującą firmy Hottinger Baldwin Masstechnik (mostek pomiarowy SPIDER 8 wraz z oprogramowaniem CATMAN 4.5). Dwa czujniki umieszczono w miejscach podparcia, natomiast pozostałe trzy zainstalowano pod krokwią w odstępach, co 100 cm na odcinku krokwi pomiędzy podporami.

Określenie wilgotności:
Wilgotność przedmiotowych krokwi drewnianych oznaczono w trzech wybranych miejscach równomiernie rozłożonych na całej długości elementu. W badaniach stosowano wilgotnościomierz Testo 606-2 pozwalający na oznaczenie wilgotności raczej przypowierzchniowych warstw materiału, z dokładnością odczytu ±1 %.

Oznaczenie wymiarów przekroju:
Oznaczenie wymiarów przekroju poprzecznego wykonano przy użyciu suwmiarki o dokładności ± 0, 1 mm w 14-tu punktach rozstawionych, co 50 cm.

6. Systematyka występujących uszkodzeń na tle wyników badań i przeprowadzonych przeglądów

Zespół realizujący program badawczy z Politechniki Krakowskiej w oparciu o przeprowadzone badania terenowe, laboratoryjne oraz indywidualny przegląd stanu technicznego głównych elementów nośnych określił czynniki, jako dominujące przyczyny występujących uszkodzeń na obiektach kubaturowych objętych projektem badawczym.

Do podstawowych czynników zaliczono:

- Występowanie wysokiego poziomu wód gruntowych(dla całego terenu objętego projektem badawczym stwierdzono występowanie wysokiego poziomu wód gruntowych potwierdzonych uzupełniającymi badaniami geologicznymi - Załącznik nr. 6 Raportów Częściowych). Wpływ zjawiska znaczący widoczny na zdegradowanych fundamentach baraków mieszkalnych, zawilgoconych dolnych pasmach ścian baraków mieszkalnych, zdegradowanych ścian obiektów podziemnych: B-467, B-150/8.
- występowanie w podłożu gruntowym pod fundamentami warstw gruntów o charakterze wysadzinowym. Zjawisko znacząco wpływa na pracę fundamentów(w szczególności baraków mieszkalnych, których fundamenty są posadowione na niewielkich głębokościach względem terenu otaczającego) wraz z powstawaniem uszkodzeń i zarysowań na ścianach zewnętrznych obiektów).

- Zjawiska przemarzania fundamentów i zjawiska wysadzin w poziomie posadowienia fundamentów i posadzek betonowych bądź ceramicznych. Zjawisko szczególnie widoczne i niebezpieczne dla mniejszych obiektów kubaturowych nadziemnych typu baraków mieszkalnych oraz dużych obiektów kubaturowych typu Kuchnia B-91 lub Effektenkammer B-145.
- zawilgocenie części nadziemnej ścian murowanych wynikające z oddziaływania wód gruntowych oraz wód powierzchniowych pochodzenia opadowego.
- nierównomierne osiadania fundamentów. Zjawisko znacząco wpływa na powstanie pęknięć i zarysowań ścian osłonowych podłużnych i szczytowych wraz z odspojeniem ich od nośnych filarków ceglanych(baraki mieszkalne typu np. B-123)
- korozja biologiczna i mikrobiologiczna. Zjawisko szczególnie niebezpieczne dla elementów drewnianych więźb dachowych obiektów kubaturowych nadziemnych(baraki mieszkalne).
- błędy i wady konstrukcyjne powstałe na etapie wznoszenia obiektów. W obszarze błędów, które szczególnie przyczyniają się do degradacji obiektów są płytko posadowione fundamenty wraz z ich degradacją strukturalną oraz wpływ drewnianych więźb dachowych na ściany osłonowe(baraki mieszkalne typu B-123)
- przyśpieszone starzenie struktury materiałowej wynikające z niskiej, jakości użytych materiałów budowlanych do budowy obiektów.
- brak skoordynowanych systematycznych prac remontowo-budowlanych na przestrzeni lat pomiędzy rokiem 1959, a końcem lat 90-tych XX stulecia, co było przyczyną powstania wielu wtórnych uszkodzeń elementów.
- błędy popełnione przy realizacji prac remontowych i zabezpieczających główne elementy nośne na przestrzeni ostatnich kilkudziesięciu lat a szczególnie w pierwszym okresie po wyzwoleniu obozu. Do najistotniejszych błędów można zaliczyć nieprawidłowo prowadzone prace w zakresie izolacji przeciwwodnych pionowych lub poziomych obiektów.
- brak skutecznej izolacji pionowej i poziomej fundamentów.
- wandalizm spowodowany przez zwiedzających.

Podstawowa systematyka uszkodzeń stwierdzonych podczas przeprowadzonych prac terenowych przy poszczególnych obiektach:

- Spękania i powierzchniowe odspajanie fragmentów betonu fundamentów(fundamenty betonowe baraków mieszkalnych lub obiekty kubaturowe nadziemne)
- Degradacja spoiwa betonu połączona z destrukcją struktury przestrzennej elementu(fundamenty baraków mieszkalnych, przepompowania ścieków B-149, Zbiornik Imhoffa B-150/6, Zbiornik Przeciwpożarowy B-148)
- Pęknięcia, zarysowania i odspojenia ścian osłonowych podłużnych i szczytowych (Wszystkie baraki mieszkalne oraz obiekty kubaturowe nadziemne)
- Pęknięcia i zarysowania ścian betonowych obiektów zagłębionych w ziemi (zbiornik przeciwpożarowy B-148, Elementy prefabrykowane betonowe schronu

B-398, płytki betonowe oraz pierścień okalający zraszacza B-150/5, Zbiornik Imhoffa B-150/6, Płyta górna szamba B-467, Płyta górna B-150/8, Przepompownia ścieków B-149)

- Wychylenia i odkształcenia murowanych ścian osłonowych w przekrojach pionowych i poziomych (Największa skala zarejestrowanych uszkodzeń przy obiektach kubaturowych nadziemnych)
- Uszkodzenia polegające na wyrwaniu lub wysunięciu koronowych fragmentów ścian(obiekty kubaturowe w szczególności baraki mieszkalne typu np. B-123
- Spękania nadproży ceglanych lub betonowych nad otworami okiennymi(obiekty kubaturowe - baraki mieszkalne, łaźnia i latryna, kuchnia B-91 oraz Effektenkammer B-145
- Wykruszenia lub wymycia zapraw murarskich w obrębie spoin(wszystkie obiekty objęte zakresem projektu badawczego)
- Zarysowania, spękania, wybrzuszenia i pofalowania posadzek cementowych(betonowych) oraz ceramicznych(wszystkie obiekty objęte zakresem badawczym, maksymalne wartości przemieszczeń przedstawiono w raportach częściowych w pkt.4.7 oraz dokumentacji rysunkowej wykonanej przez firmę Geotronics Polska sp. z o.o.)
- Korozja biologiczna i mikrobiologiczna na wielu elementach, takich jak: ściany zewnętrzne, elementy drewniane więźby oraz elementy wyposażenia obiektów (stolarka okienna i drzwiowa, prycze).
- Wykwity solne na wielu elementach nośnych a szczególnie na ścianach murowanych obiektów.
- Odparzenia, spękania i odpadanie płatów tynków(największa skala widoczna w obiektach: B-150/8, B-150/5)
- Pudrowanie i powierzchniowe uszkodzenia warstw licowych cegły(największa skala uszkodzeń widoczna na obiekcie B-150/5)
- Wychylenia i spękania filarów ceglanych(obiekty kubaturowe mieszkalne typu np. B-123)
- Wykruszenia lub wymycia zapraw murarskich w nośnych filarach ceglanych(obiekty kubaturowe mieszkalne typu B-123)
- Uszkodzenia mechaniczne przekrojów drewnianych elementów więźb dachowych
- Zawilgocenia niektórych elementów drewnianych wynikające z lokalnych nieszczelności pokrycia
- Korozja biologiczna i mikrobiologiczna drewnianych elementów nośnych
- Uszkodzenia wewnętrznej struktury przekrojów drewnianych elementów
- Wychylenia kominów od pionu(największe zarejestrowane wychylenia w B-112, B-124, B-123. Zakres największych wychyleń podano w tablicy nr.1)
- Pęknięcia lub zarysowania kominów(łaźnie i latryny oraz baraki mieszkalne)
- Uszkodzenia lub strefowe zniszczenia elementów wyposażenia obiektów takich jak: stolarka okienna i drzwiowa, drewniane prycze więźniarskie, relikty po

instalacji kanalizacyjnej lub wodnej, wywietrzniki dachowe, wykończenia wewnętrzne dachów w postaci płyt cementowo - wiórowych(płyty supremy),

- Uszkodzenia w postaci pęknięć i ubytków dachówki cementowej na barakach mieszkalnych
- Korozja biologiczna i naloty od porostów organicznych na dachówkach cementowych
- Korozja na elementach stalowych w postaci rdzawych wodorotlenkowych nalotów (obróbki blacharskie kominów lub wywietrzników)

Szczegółowe umiejscowienie opisanych uszkodzeń dla poszczególnych obiektów znajduje się w dokumentacji rysunkowej(Załącznik nr.2), dokumentacji fotograficznej(Załącznik nr.9) i opisie technicznym zamieszczonym w raportach częściowych.

7. Podsumowanie wyników badań i ich ocena na tle współcześnie obowiązujących przepisów normowych i warunków technicznych.

Podsumowanie wyników badań i analiz, które szczegółowo zostały przedstawione w raportach częściowych podzielono na kilka grup tematycznych pozwalających na globalną analizę materiałów budowlanych stanowiących strukturę konstrukcyjną i budowlaną analizowanych obiektów.

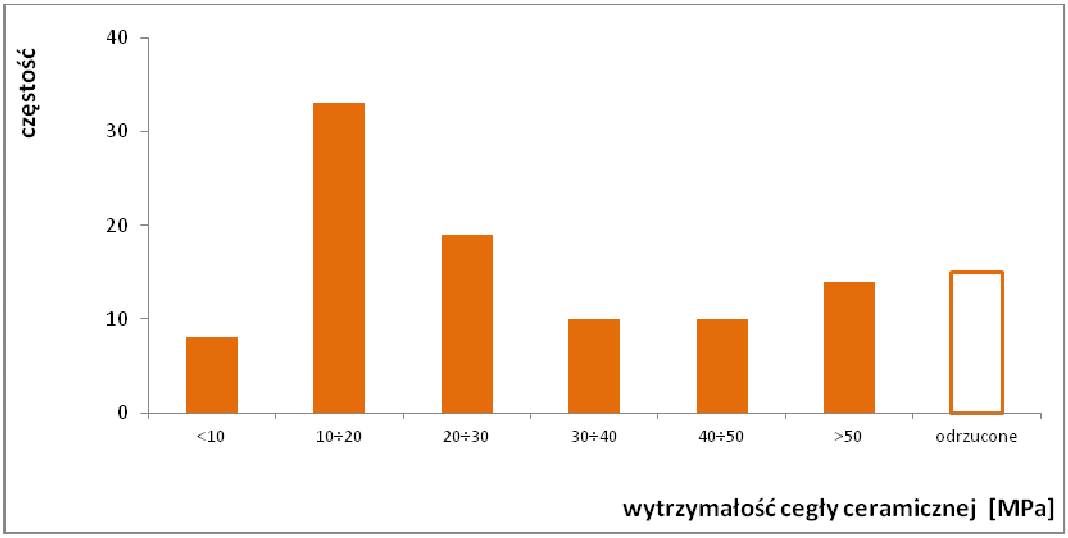
7.1. Wyniki badań cegły ceramicznej i zapraw murowych

Wytrzymałość na ściskanie cegieł określono, jako stosunek siły niszczącej do pola przekroju poprzecznego próbki. Wytrzymałość na ściskanie zapraw określono metodą stempla. W przypadku tej metody wytrzymałość wyznaczono, jako stosunek siły niszczącej do pola przekroju poprzecznego stempla z uwzględnieniem współczynnika korekcyjnego, który przyjęto równy 1,0.
Wytrzymałość na ściskanie pobranych próbek rdzeniowych muru o średnicy 100 mm wyliczono wg wzoru:

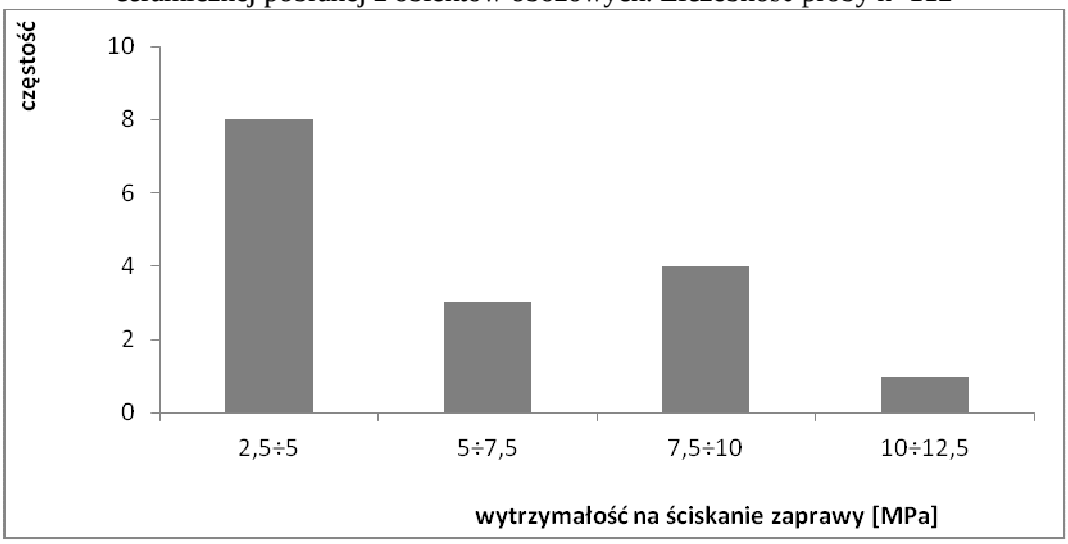
$$f_i = \frac{P_{ult}}{d \cdot l} \qquad (1)$$

gdzie:
f_i – wytrzymałość próbki pobranej z muru,
P_{ult}– maksymalna siła ściskająca,
d – średnica próbki rdzeniowej,
l – długość próbki rdzeniowej.

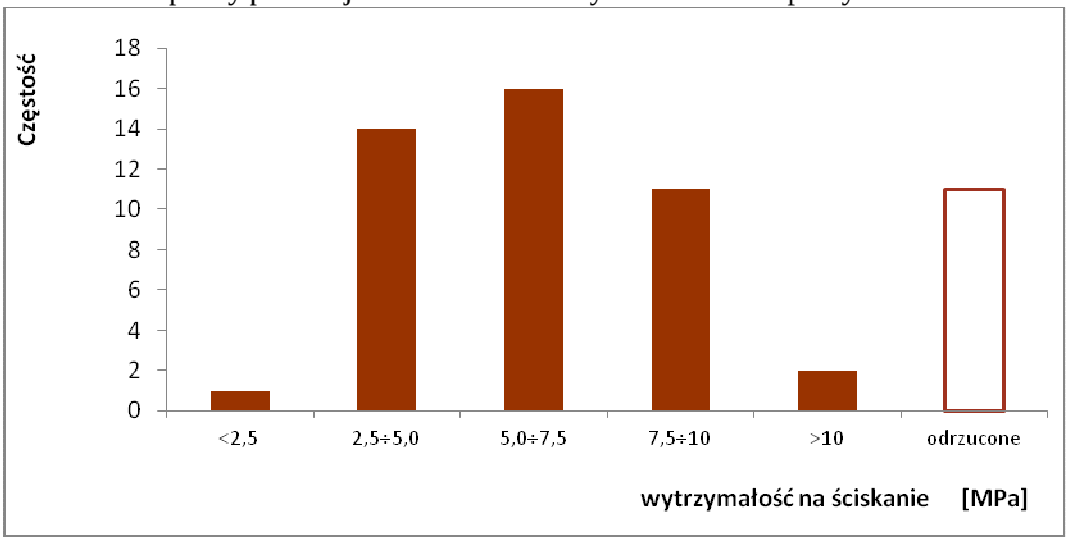
Ze względu na duży rozrzut, wyników badań wytrzymałości na ściskanie cegieł, zapraw i rdzeni o średnicy po 100 mm wyciętych z murów pobieranych kolejno z analizowanych obiektów obozowych uzyskane wyniki przedstawiono w postaci histogramów na rysunkach poniżej.



Rys.nr.3. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości na ściskanie cegły ceramicznej pobranej z obiektów obozowych. Liczebność próby n=112



Rys. nr.4. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości na ściskanie zaprawy pobranej z obiektów obozowych. Liczebność próby n=16



Rys. nr.5. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wartości Pult/dl określonej na walcowych próbkach murów o średnicy 100 mm pobranych z obiektów obozowych. Liczebność próby n=54

W tablicy nr. 2 przedstawiono wyniki porównawczych wytrzymałości na ściskanie cegieł i zapraw pobranych z obiektów obozowych.

Tablica nr.2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie cegieł, zapraw i muru

Parametr		Cegła ceramiczna	Zaprawa murarska	Mur
Liczebność próby		94	16	44
Wartość średnia	[MPa]	28.8	5.9	8.2
Wartość maksymalna	[MPa]	88.8	11.1	14.2
Wartość minimalna	[MPa]	3.9	3.4	2.9
Odchylenie standardowe	[MPa]	18.5	2.4	2.8

Biorąc pod uwagę przedstawione wyniki można stwierdzić, że najwięcej w badanej populacji najwięcej było cegieł historycznych o wytrzymałości na ściskanie 10÷30 MPa (ponad 50%). Duży rozrzut wytrzymałości na ściskanie został stwierdzony w badaniach cegieł pochodzących nawet z tego samego obiektu. Na przykład w baraku więźniarskim nr. B-67, cegły miały wytrzymałość 9.0÷88.8 MPa, a w baraku B-115 wytrzymałość cegieł zawierała się w przedziale 13.0÷62.2 MPa. Potwierdziły to zapisy archiwalne, z których wynika, że do wznoszenia baraków obozowych była wykorzystywana cegła rozbiórkowa pochodząca z likwidowanych w roku 1941 okolicznych zabudowań.

Zdecydowanie większa w porównaniu do jednorodności cegieł była jednorodność cech wytrzymałościowych zapraw historycznych. Aż 8 próbek z pośród 16 miało wytrzymałość na ściskanie z przedziału 2.5÷5.0MPa. Na tej podstawie można sądzić, że zaprawy były przygotowywane w trakcie realizacji baraków obozowych według podobnych receptur. Dodatkowo w badaniach składu zapraw (poprzez rozpuszczenie spoiwa w kwasie solnym), określono proporcję spoiwa do kruszywa. Stwierdzono, że stosunek spoiwa do kruszywa w zaprawach wynosił 1:2.2÷3.8. Aktualne różnice wytrzymałości zapraw historycznych są efektem nie tylko różnic w ich składzie i metody ich przygotowania, lecz również wpływu środowiska zewnętrznego oddziaływującego na materiał spoin przez okres ponad 70 lat.

Duży rozrzut wyników badań wytrzymałościowych materiałów murowych implikuje spore rozrzuty badań rdzeni murowych o średnicy 100 mm pobranych ze ścian obiektów obozowych. Dodatkowy wpływ na obserwowane rozrzuty wyników badań rdzeni murowych miał sposób ich pozyskania i przygotowania do badań. Po pobraniu rdzeni z konstrukcji ścian następowało odciążenie próbek. Próbki charakteryzowały się również zróżnicowanym stopniem gładkości i równości powierzchni, co wymagało stosowania przekładek z filcu.

Poniżej podano wzór umożliwiający przeliczenie wyników badań na próbkach rdzeniowych o średnicy 150 mm na wytrzymałość murów ceglanych:

$$f = \eta \frac{P_{ult}}{d \cdot l} \qquad (2)$$

gdzie:
f – wytrzymałość muru na ściskanie,
P_{ult}– maksymalna siła ściskająca z badań próbek rdzeniowych,
d – średnica próbki rdzeniowej,
l – długość próbki rdzeniowej,
η - współczynnik przeliczeniowy o wartości 1.8 lub 2.2 – wartość 2.2 dotyczy murów z cegieł o wysokiej wytrzymałości na ściskanie (powyżej 30 MPa).

Zatem biorąc pod uwagę wyniki badań można przyjąć, że:

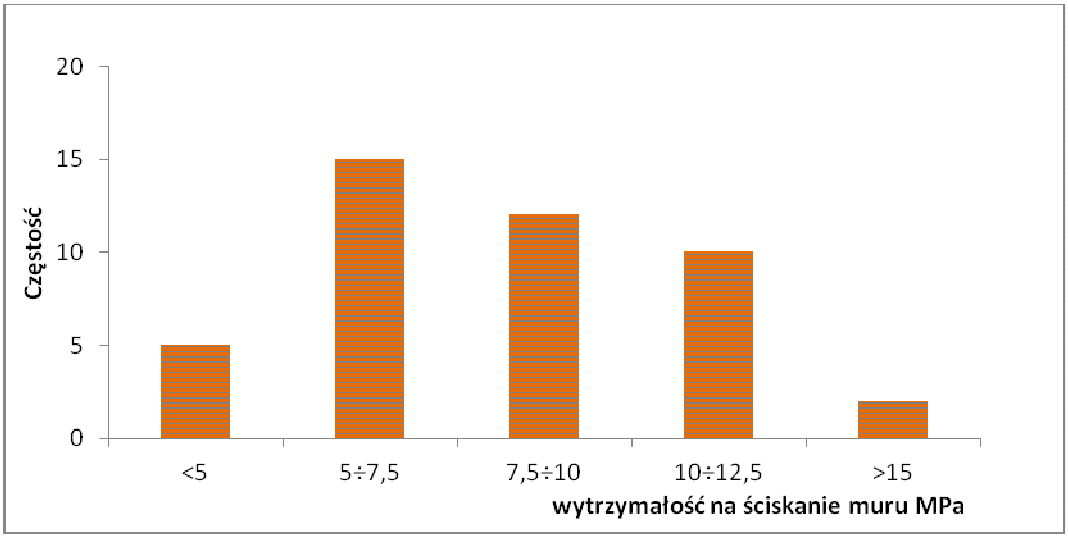
$$\frac{\left(\frac{P_{ult}}{d \cdot l}\right)_{mean\ \varphi 150\,mm}}{\left(\frac{P_{ult}}{d \cdot l}\right)_{mean\ \phi 100\,mm}} = 0{,}73 \qquad (3)$$

gdzie:
$\left(\frac{P_{ult}}{d \cdot l}\right)_{mean\ \phi 150\,mm}$ – wartość średnia określona na próbkach o średnicy 150 mm,
$\left(\frac{P_{ult}}{d \cdot l}\right)_{mean\ \phi 100\,mm}$ – wartość średnia określona na próbkach o średnicy 100 mm.

Współczynnik przeliczeniowy równy 0.73 uwzględnia różnice w badaniach próbek o średnicy 100 mm i 150 mm wynikające z geometrii próbek i sposobu prowadzenia badań. Podstawowe znaczenie mają w tym względzie następujące czynniki: efekt skali, brak w próbkach o średnicy 100 mm spoin pionowych oraz odmienne proporcje objętości cegieł do zaprawy w tego typu próbkach w stosunku do próbek o średnicy 150 mm. Na wyniki badań wpływają również przekładki z filcu stosowane w badaniach próbek rdzeniowych mniejszych średnic. Przekładki są umieszczone pomiędzy powierzchnią próbek a przekładkami stalowymi.
Ostatecznie po uwzględnieniu zależności z równania wynika wzór umożliwiający przeliczenie wyników badań prowadzonych na próbkach o średnicy 100 mm na wytrzymałość muru na ściskanie:

$$f = 0{,}73 \cdot \eta \cdot \frac{P_{ult}}{d \cdot l} \qquad (4)$$

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie murów historycznych i współczesnych przeliczone na podstawie zależności (4) przedstawiono na rysunku nr.6.



Rys. nr.6. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości muru określonej na próbkach o średnicy 100 mm pobranych z obiektów obozowych. Liczebność próby n=44

Średnia wytrzymałość murów na ściskanie dla wszystkich 14 analizowanych obiektów obozowych wynosiła 8.1 MPa. Dla poszczególnych obiektów średnie wytrzymałości na ściskanie zawierały się w przedziale od 5.3 MPa do 11.6 MPa. Stwierdzone w badaniach rozrzuty wytrzymałości murów wynikały nie tylko z dużego zróżnicowania użytych w przeszłości materiałów murowych, lecz również z różnego stopnia narażenia ścian baraków na działanie czynników środowiska zewnętrznego. Stosunek średniej wytrzymałości próbek murów na ściskanie do średniej wytrzymałości cegieł na ściskanie wynosi 8.1/28.8 = 0.28.
W tablicy nr. 2 przedstawiono wyniki oszacowania wytrzymałości na ściskanie murów na podstawie zależności ujętej w obecnie obowiązującej normie Eurocode 6:

$$f_k = 0{,}55 \cdot f_b^{0{,}7} \cdot f_m^{0{,}3} \qquad (5)$$

gdzie:
f_k – wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie,
f_b – znormalizowana wytrzymałość na ściskanie cegieł,
f_m – wytrzymałość na ściskanie zaprawy określona,
f_B - średnia wytrzymałość na ściskanie cegieł określoną na podstawie badań próbek rdzeniowych,

Należy mieć na uwadze fakt, że wzór był kalibrowany w oparciu o badania przeprowadzone na murach ze współczesnych materiałów o charakterystykach wytrzymałościowych określonych zgodnie z normą. Wykonanie badań wytrzymałości zapraw w murach istniejących zgodnie z EN 772-1:Methods of tests for masonry units nie jest możliwe. Z tych powodów podane w tablicy 4 wyniki obliczeń mają jedynie charakter poglądowy. Znormalizowaną wytrzymałość na ściskanie cegieł określono z uwzględnieniem współczynnika korekcyjnego ze względu na efekt skali, który zgodnie z normą można przyjąć w przybliżeniu równy 0.8. Wytrzymałość średnią muru (f_{mean}) obliczono mnożąc wytrzymałość charakterystyczną przez współczynnik 1.2. Podana w tablicy nr. 3 wielkość f_B

jest wytrzymałością średnią na ściskanie cegieł określoną na podstawie badań próbek rdzeniowych o średnicy i wysokości 50 mm.

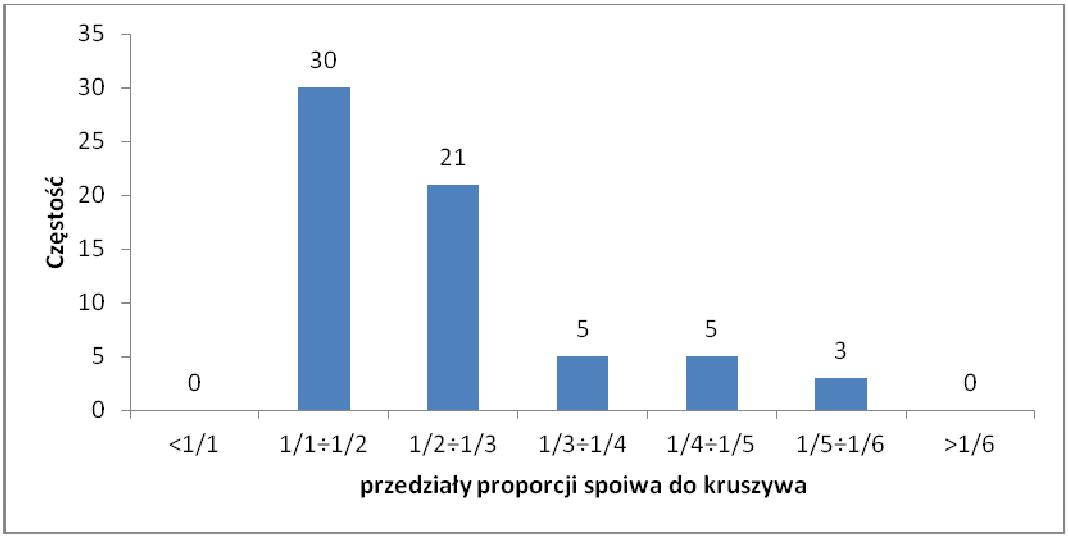
Tablica nr.3. Porównanie wytrzymałości na ściskanie murów

Rodzaj muru	f_B	f_b	f_m	f_k	f_{mean}	f_{obs}	f_{obs}/f_{mean}
				[MPa]			-
Mury obiektów kubaturowych	28.8	23.0	5.9	8.4	10.1	8.1	0.80

Wytrzymałości średnie murów z bezpośrednich badań wytrzymałościowych (f_{obs}) miały mniejsze wartości niż określone na podstawie wzoru normowego. Większa różnica występowała dla murów historycznych (20%). Było to zgodne z oczekiwaniami. Mury te, bowiem poddane były różnego typu niekorzystnym oddziaływaniom, w tym wpływom środowiska zewnętrznego przez okres ponad 70 lat, co wpłynęło na stopniową redukcję ich wytrzymałości. Ponadto, jakość ich wykonania z pewnością nie spełniała wymagań, jakie zakładali autorzy normy przy realizacji współczesnych murów. Zdecydowanie mniejsze różnice występowały natomiast dla muru współczesnego (12%).

7.2. Wyniki analizy chemicznej zapraw

Jednym z parametrów oceny historycznych zapraw jest określenie wartości stosunku spoiwa do kruszywa w celu odtworzenia ich receptury. Zagadnienie to może być rozpatrywane w aspekcie odtworzenia pierwotnego składu (opracowania Akademii Górniczo-Hutniczej pod tytułem „Identyfikacja i charakterystyka zapraw użytych w wybranych obiektach zlokalizowanych na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu" oraz określenia aktualnego składu zapraw i oceny ich jednorodności w tym zakresie. Wyniki przedstawione poniżej dotyczą proporcji spoiwa i kruszywa w badanych zaprawach murarskich w obecnym stanie. Ze względu na duże zróżnicowanie udziału spoiwa i kruszywa w badanych zaprawach wyniki przedstawiono w postaci histogramu.



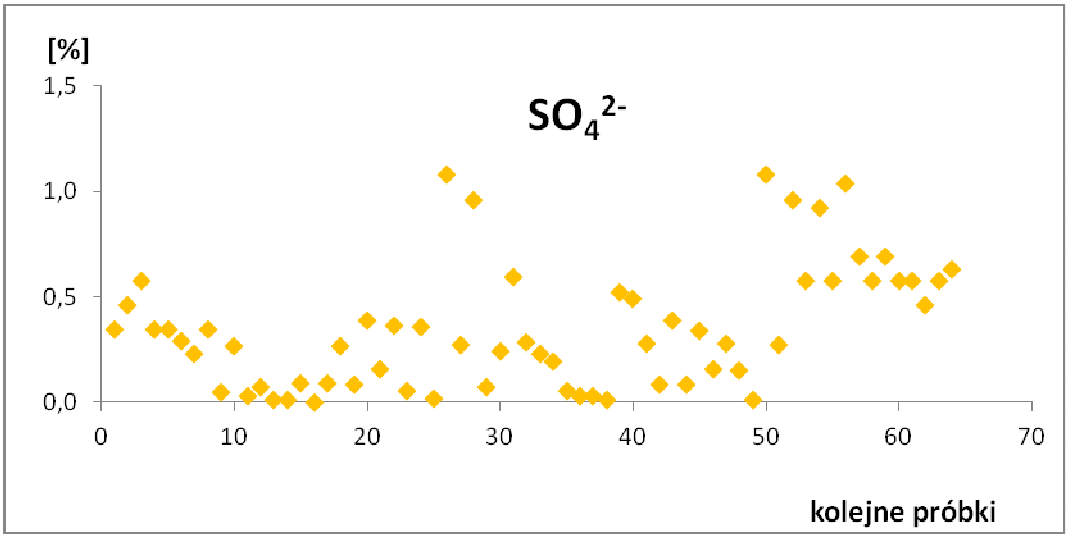
Rys. nr.7. Rozkład częstości wystąpienia w określonych przedziałach proporcji spoiwa i kruszywa w badanych zaprawach

Wykazano, że najwięcej spośród badanych zapraw charakteryzowało się proporcją spoiwa do kruszywa w przedziale od 1/1÷1/3. Takie proporcje spoiwa i kruszywa były charakterystyczne dla 80 % próbek. Uzyskane wyniki w zakresie określonej w badaniach proporcji składników są równie niejednorodne jak wyniki wytrzymałości na ściskanie. Jednakże nie wykazano korelacji pomiędzy recepturową proporcją s/k a wytrzymałością dla konkretnej próbki zaprawy. Różnice wytrzymałości zapraw mogły wynikać z nierównomiernego dodatku cementu do spoiw wapiennych, ze zróżnicowanej struktury porowatości a także ze względu na różną intensywność oddziaływań środowiska zewnętrznego, w tym podciąganie kapilarne wody gruntowej lub migracja wody opadowej.

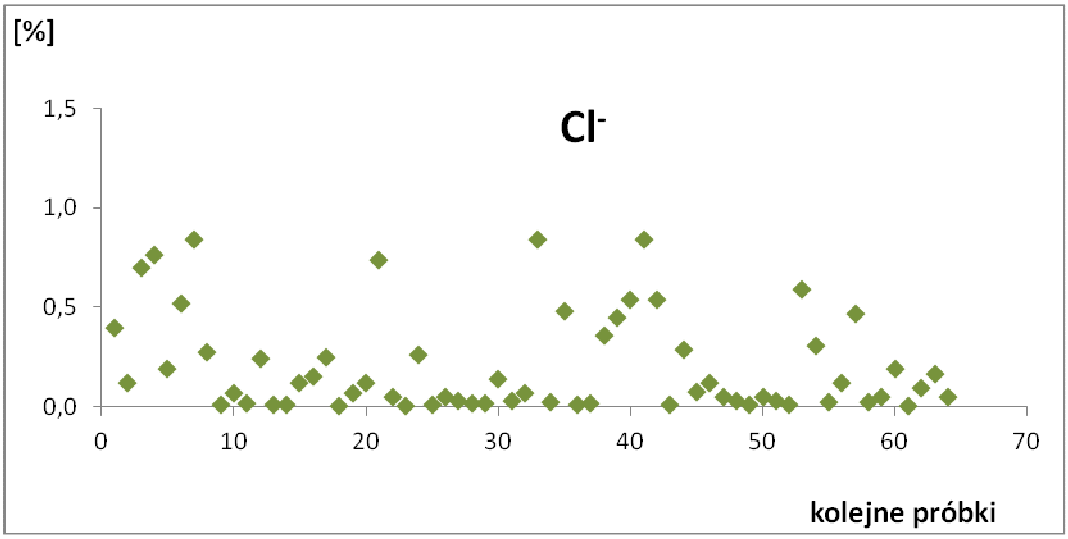
Stopień zasolenia

Istotnym czynnikiem determinującym zasolenie materiałów murowych jest struktura porowatości. Materiał o większym udziale bardzo małych porów charakteryzuje się generalnie mniejszą trwałością niż materiał z mniejszą ilością porów większych. Z drugiej zaś strony materiałem bardziej zagrożonym, będącym dominującym miejscem kumulacji soli w murze, jest materiał o większej porowatości. Zatem w przedmiotowych obiektach materiałem, w którym przede wszystkim następował proces krystalizacji dostępnych soli rozpuszczalnych w wodzie była zaprawa. Zaprawy wykonane na bazie wapna charakteryzują się generalnie dużą porowatością, co sprzyja obniżeniu ciśnienia krystalizacji powstających soli. Zawartość soli, przy, której następuje zniszczenie, jest różna i zależy od rodzaju soli i oraz właściwości materiału zwłaszcza struktury porowatości i sił spójności tego materiału. Zasadniczo przyjmuje się, że przy zawartości soli w ilości 0, 5% masy próbki należy wziąć pod uwagę szkodliwe oddziaływanie soli. Wpływ soli intensyfikuje się w przypadku cyklicznego nasycania wodą i suszenia. Powtarzający się transport wody sprzyja powiększaniu się porów i gromadzeniu w nich rozpuszczalnych soli. Miejsce krystalizacji zależy od szybkości parowania i szybkości transportu cieczy. W sytuacji, gdy proces parowania wilgoci ze ściany zachodzi wolno krystalizacja soli następuje na powierzchni, czego objawem są powierzchniowe wykwity. Natomiast w sytuacji odwrotnej, kiedy szybkość parowania jest

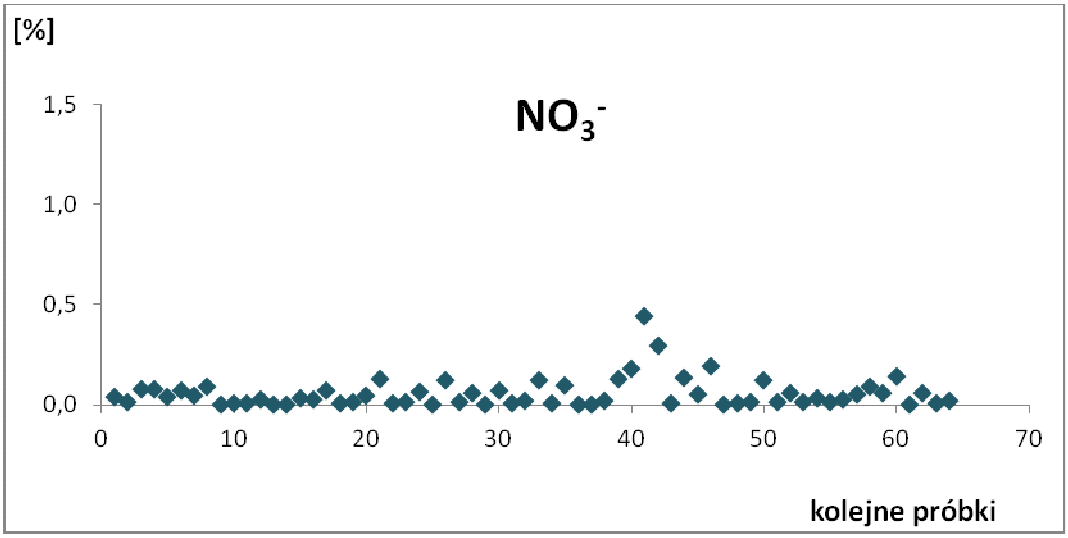
znacznie większa sole krystalizują wewnątrz struktury materiału. Proces ten na początku prowadzi do doszczelnienia tekstury, ale jego cykliczność skutkuje niszczeniem materiału w wyniku krystalizacji uwodnionych soli, czemu towarzyszy wzrost objętości. Obiekty murowane znajdujące się na terenie byłego obozu zagłady Auschwitz-Birkenau, ze względu na uszkodzenia a niejednokrotnie brak poziomej izolacji przeciwwilgociowej, kilkanaście albo i więcej razy w ciągu roku ulegają cyklicznemu zawilgoceniu. Nie bez znaczenia pozostaje posadowienie obiektów na gruntach spoistych przy stosunkowo wysokim poziomie wód gruntowych. W związku z powyższym w zaprawach nawet przy małej zawartości soli następuje systematyczny proces akumulacji tych soli w warstwach przypowierzchniowych lub głębszych. W aspekcie trwałości, początkowo proces krystalizacji ten jest nieszkodliwy, natomiast wraz z upływem czasu staje się przyczyną zniszczenia zapraw w następstwie wypłukiwania spoiwa, w tym utraty spójności pomiędzy zaprawą a cegłą. Proces zniszczenia przypowierzchniowej warstwy muru po długim okresie czasu, w którym zachodzą niewidoczne zmiany, może nastąpić gwałtownie, kiedy pory materiału zostaną całkowicie wypełnione a proces krystalizacji będzie postępował nadal.
W badanych zaprawach zawartość soli siarczanowych, chlorkowych i azotanowych oraz odczyn określono na 60 próbkach. Uzyskane wyniki dla każdej soli przedstawiono na rysunkach 8÷11.



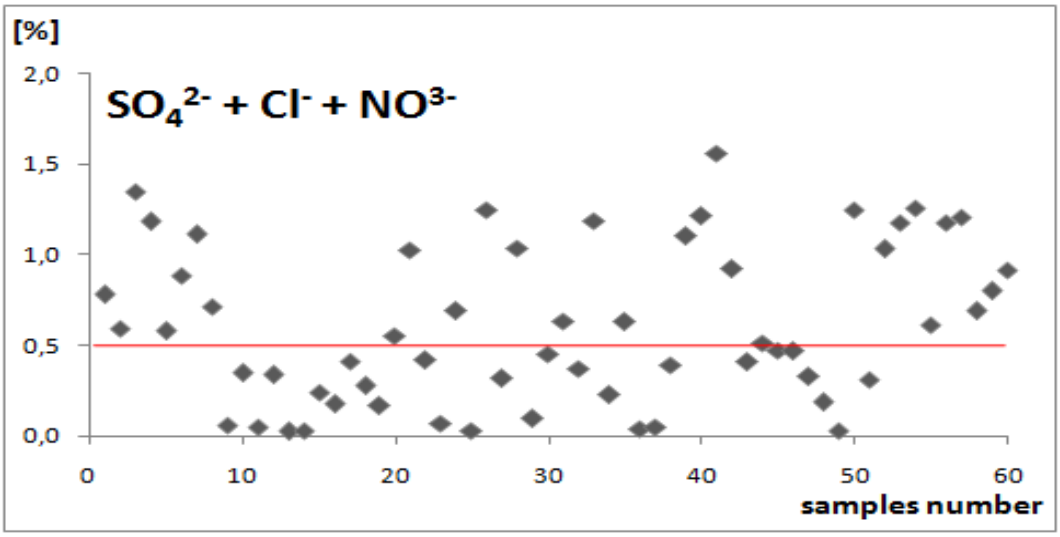
Rys.8. Zawartość siarczanów w badanych zaprawach



Rys.nr.9. Zawartość chlorków w badanych zaprawach

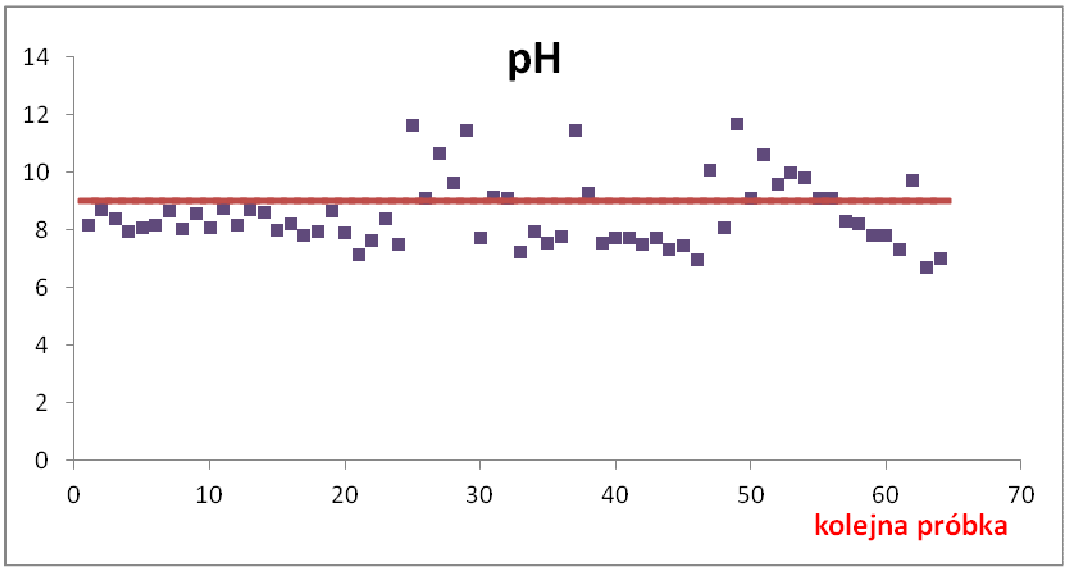


Rys. nr.10. Zawartość azotanów w badanych zaprawach



Rys. nr.11. Sumaryczna zawartość siarczanów, chlorków i azotanów w badanych zapraw

Na rysunku 11 przedstawiono sumaryczną zawartość siarczanów, chlorków i azotanów w każdej badanej próbce. W przypadku połowy badanych zapraw zawartość soli wynosiła powyżej 0,5% masy próbki. Przyjmuje się, że taki poziom zawartości soli stanowi realne zagrożenie dla trwałości materiału. W badaniach wykazano, że największe obciążenie solami związane było z zawartością chlorków i siarczanów. Z punktu widzenia trwałości zaprawy najbardziej niebezpiecznymi solami były siarczany, ze względu na ekspansywny charakter ich krystalizacji. Sole te krystalizując często przyjmują postać uwodnionych hydratów o różnej zawartości przyłączonych cząsteczek wody. Do najczęściej spotykanych i najbardziej niebezpiecznych soli zalicza się siarczan wapnia (gips wtórny), siarczan sodu i siarczan magnezu. W badaniach wykazano, że stopień zasolenia gruntu oraz cegieł ceramicznych był wyraźnie niższy niż zapraw. To w zasadzie wykluczyło pochodzenie soli z gruntu oraz z cegieł ceramicznych. Na tej podstawie można sądzić, że, że źródłem soli budowlanych było i jest przede wszystkim zanieczyszczenie pochodzące z powietrza i opadów deszczu.

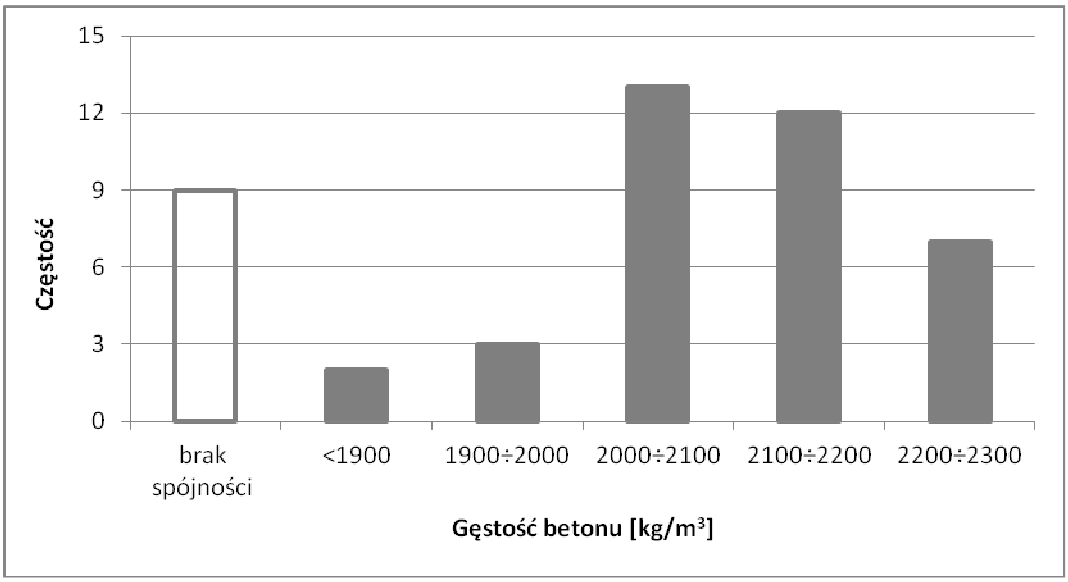


Rys.nr.12. Odczyn badanych zapraw

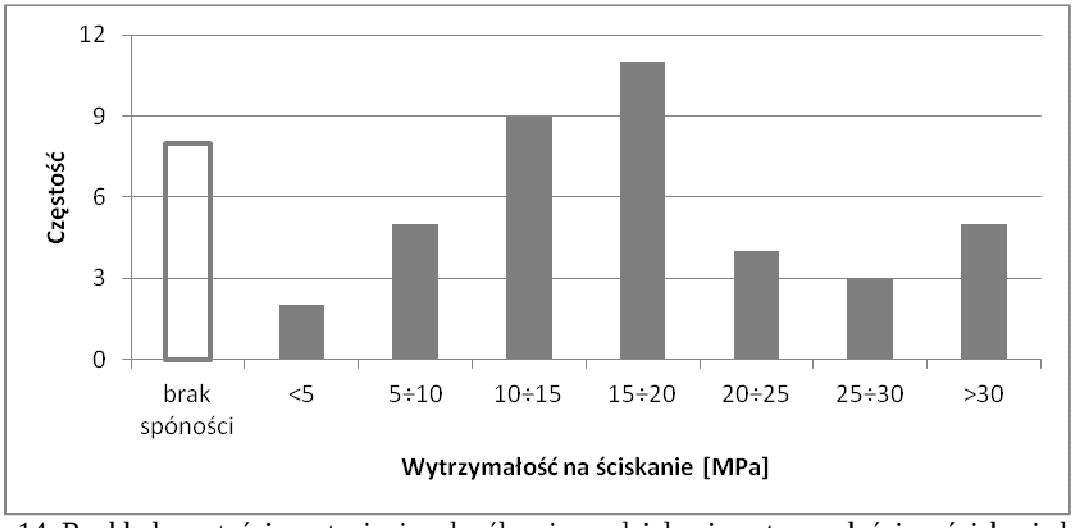
Zasadniczo, odczyn zapraw zależy od ilości pierwotnie użytego wapna i cementu, czasu trwania procesu karbonatyzacji oraz intensywności podciągania kapilarnego, w wyniku, czego między innymi rozpuszczany i wypłukiwany jest wodorotlenek wapnia.
Odczyn badanych zapraw mieścił się w przedziale 6,7÷11,7. W 80% badanych próbek odczyn był mniejszy od 9. Niska wartość pH wynikała przede wszystkim ze składu pierwotnego zapraw, które jak wykazano zostały wykonywane przede wszystkim na bazie spoiw wapiennych z niewielkim udziałem cementu. W wyniku procesu karbonatyzacji oraz ługowania wodorotlenku wapnia i innych zasadowych składników spoiwa odczyn zapraw obniżał się. Na uwagę zasługuje również obecność siarczanowych produktów korozji. Warto zwrócić uwagę na fakt, że w środowisku o pH mniejszym od 9 rozkładowi ulega również faza CSH, co w przypadku spoiw z dodatkiem cementu oznacza dodatkowy czynnik, powodujący utratę spójności tego materiału.

7.3. Wyniki badań próbek betonu lub cegły pobranych z fundamentów

Wytrzymałość na ściskanie betonu określono, jako stosunek siły niszczącej do pola przekroju poprzecznego próbki. Natomiast gęstość określono, jako stosunek masy próbki o kształcie regularnym w stanie wilgotności naturalnej do jej objętości.
Ze względu na duży rozrzut, wyniki badań gęstości oraz wytrzymałości na ściskanie betonu pobranego z fundamentów 14 analizowanych obiektów obozowych przedstawiono w postaci histogramów na rysunkach 13÷14.



Rys.nr.13. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, gęstości betonu pobranego z fundamentów obiektów obozowych. Liczebność próby n=47



Rys.nr.14. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości na ściskanie betonu pobranego z fundamentów obiektów obozowych. Liczebność próby n=47

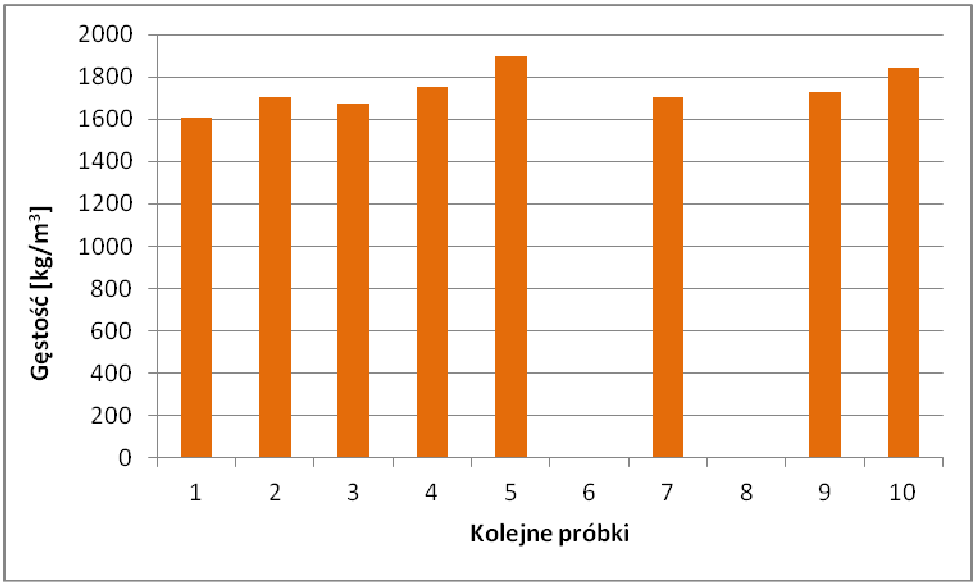
W badaniach wykazano korelację pomiędzy gęstością, wytrzymałością na ściskanie i wyglądem makroskopowym. Pobrane betony w oparciu o wyniki badań gęstości zostały podzielone na grupy, w których wyznaczono średnie wytrzymałości i określono proporcję spoiwa i kruszywa (Tablica nr.4).

Tablica nr.4. Charakterystyka badanych betonów pobranych z fundamentów

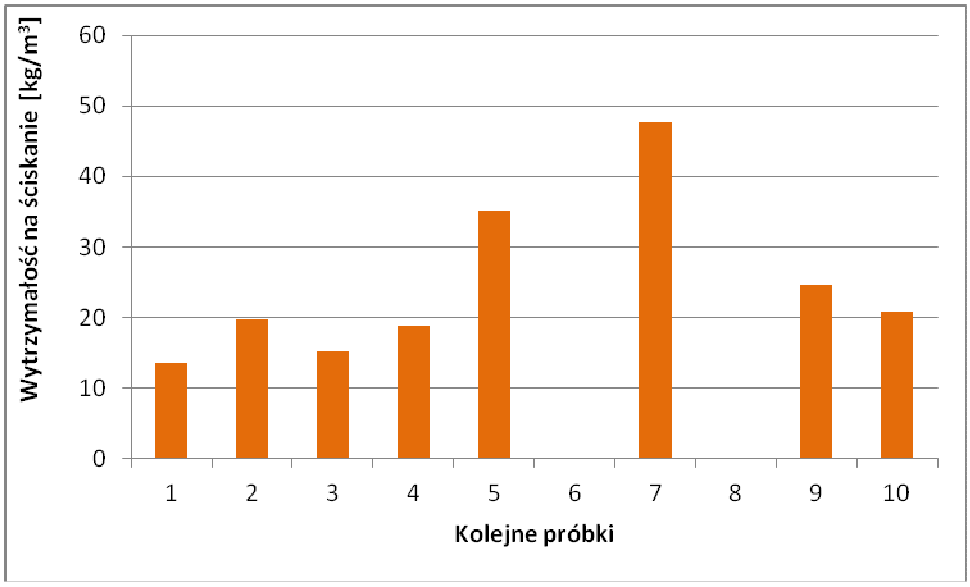
Przedziały gęstości objętościowej	Charakterystyczny wygląd betonu w danym przedziale gęstości	Dla przyjętego przedziału gęstości		
		udział w populacji wyników	średnia wytrzymałość na ściskanie	proporcja spoiwa do kruszywa
nie określano z uwagi na brak spójności betonu		17,0%		1/6,5
1900		4,3%	1,9	1/6,5
1900÷2000		6,4%	8,9	1/6
2000÷2100		27,7%	13,9	1/5,9
2100÷2200		27,7%	18,3	1/5,5
2200÷2300		17,0%	28,5	1/5,4

Przedstawione powyżej wyniki gęstości objętościowej próbek betonu szczególnie dla dwóch największych populacji po 27,7% należy uznać, jako wartości stosunkowo dobre przy uwzględnieniu prymitywnych warunków realizacji mieszanki betonowej na etapie budowy baraku. Obecnie stosowane mieszanki betonowe charakteryzują się wskaźnikami wynoszącymi około 2400 kg/m^3. Uzyskane wyniki laboratoryjne dotyczące średniej wytrzymałości betonu na ściskanie oraz przegląd stanu technicznego elementów w wykonanych odkrywkach fundamentów uzasadnia przyjęcie bezpiecznej wartości odpowiadającej klasie betonu C12/15 dla większości obiektów ujętych w projekcie badawczym.

W przypadku cegieł ceramicznych wyniki uzyskane w zakresie ich gęstości są bardzo jednorodne (rys.nr.15) . Natomiast zaobserwowano wyraźne różnice w wytrzymałości na ściskanie (rys.nr.16).



Rys.nr.15. Gęstość cegieł ceramicznych

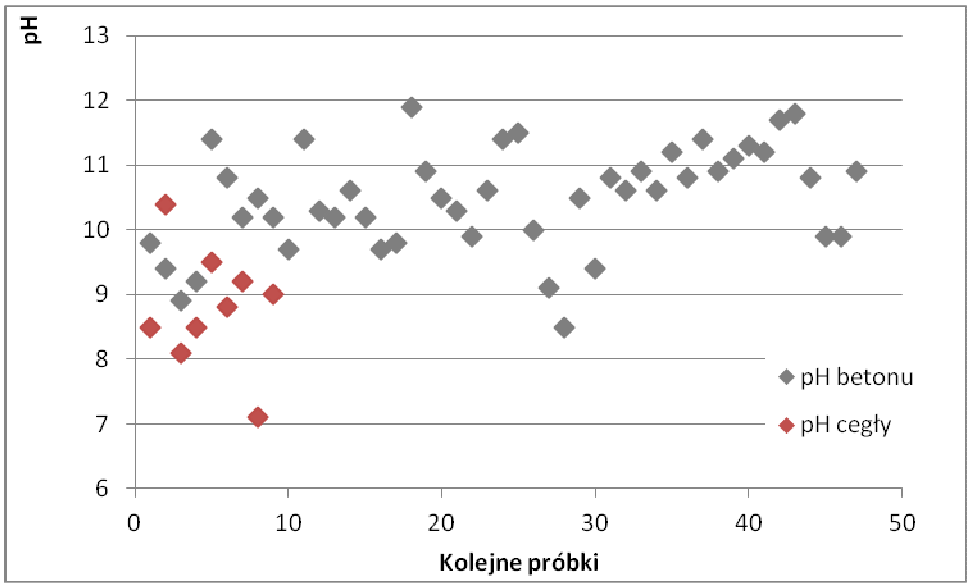


Rys.nr.16. Wytrzymałość na ściskanie cegieł ceramicznych

Gęstość objętościowa próbek cegieł pobranych cegieł z fundamentów charakteryzuje się małym rozrzutem i wynosi 1607÷1897 kg/m^3. Natomiast uzyskane wyniki wytrzymałości na ściskanie wskazują na bardzo dużą niejednorodność tej cechy, ponieważ, mieszczą się w przedziale 13, 6 ÷47, 7 MPa. Próbki oznaczone, jako 6 i 8 pobrano w formie odłamków, stąd brak możliwości wykonania powyższych badań. Biorąc pod uwagę zbliżone gęstości cegieł można sądzić, że czynnikiem dominującym dla wytrzymałości cegieł jest struktura porowatości. Ponadto stałe nasycenie cegieł wodą np. gruntową czy opadową, które ma miejsce w badanych obiektach, może być przyczyną obniżenia wytrzymałości o około 10% (tzw. wytrzymałość w stanie rozmiękczenia)

Wyniki analizy chemicznej

Wyniki oznaczenia odczynu dla betonu i cegieł przedstawiono poniżej:

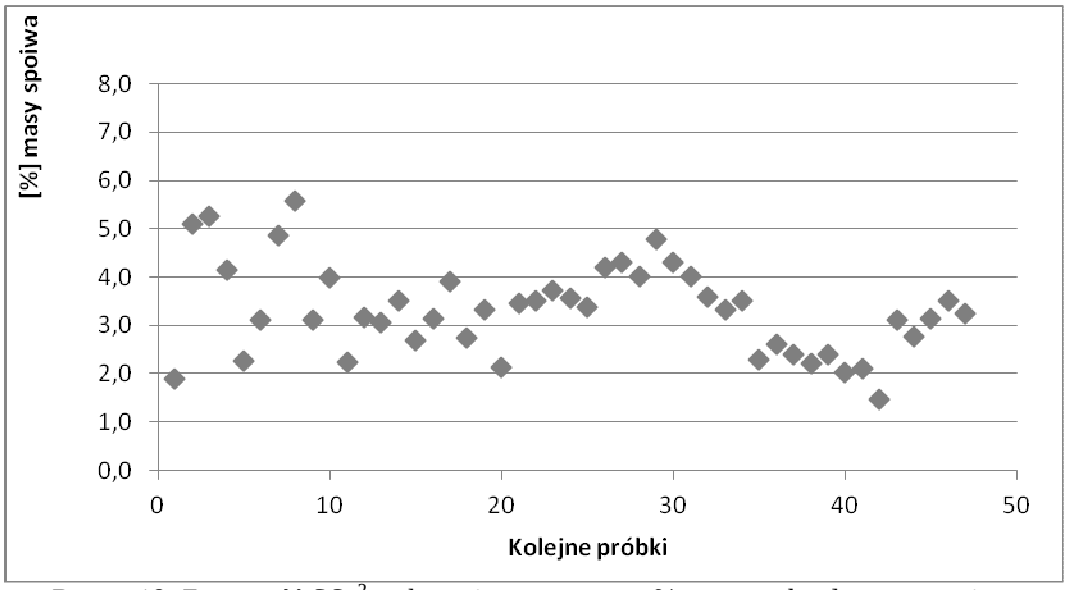


Rys.nr.17. Odczyn betonu i cegieł pobranego z fundamentów betonowych i murowanych

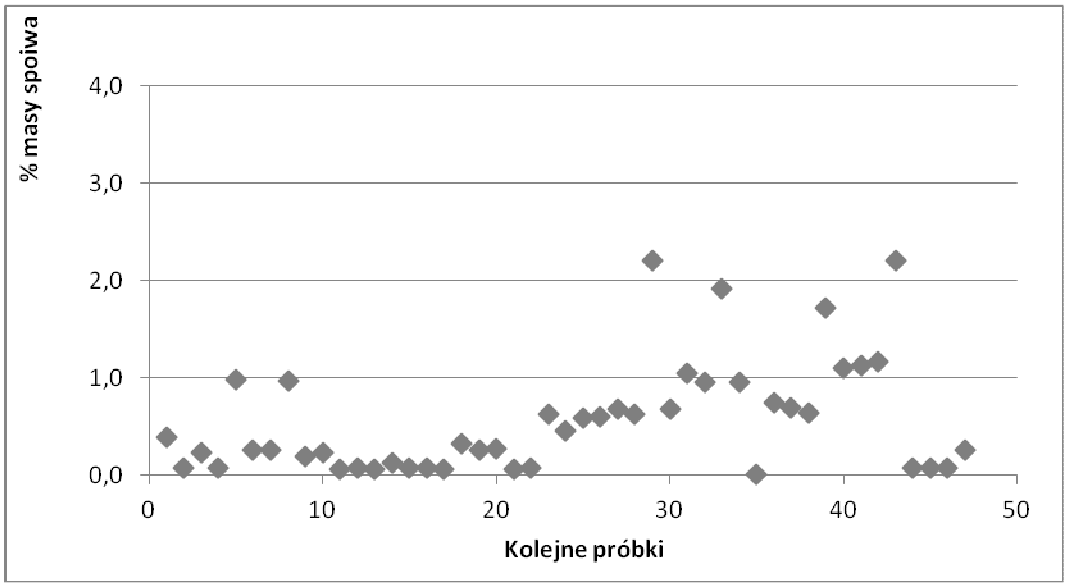
Analiza uzyskanych wyników badań pH wskazuje, że odczyn badanych betonów zasadniczo mieści się w zakresie 9÷12. Wartość pH na takim poziomie jest najprawdopodobniej wynikiem procesu ługowania rozpuszczalnych składników ze spoiwa w wyniku działania wód opadowych i gruntowych. Ze względu na fakt, że w pobranych odwiertach nie stwierdzono obecności zbrojenia wartość pH poniżej 11,8 (wymagana minimalna wartość pH w betonach zbrojonych) nie stanowi zagrożenia dla trwałości tych elementów. Należy jednak zwrócić uwagę na fakt, że pewna część badanych odwiertów ma wartość pH poniżej 10. Według danych zawartych w literaturze przedmiotu wskaźnik pH betonu na poziomie 9÷10 wskazuje na rozkład spoiwa cementowego w tym fazy CSH będącej podstawowym składnikiem matrycy cementowej.

Odczyn cegieł mieści się zasadniczo w zakresie wartości 8÷10,5. Jest to stosunkowo wysoka wartość pH cegieł ceramicznych, która najprawdopodobniej wynika z migracji rozpuszczonych alkalicznych składników spoiwa zaprawy do wnętrza cegieł. Pozostaje to w korelacji z odczynem materiału spoinującego, którego pH wynosi około 9,7. Niska wartość odczynu świadczy o wypłukaniu ze spoiwa głównie wodorotlenku wapnia, ale również może być oznaką degradacji fazy CSH w spoiwach wykonanych na bazie cementu.

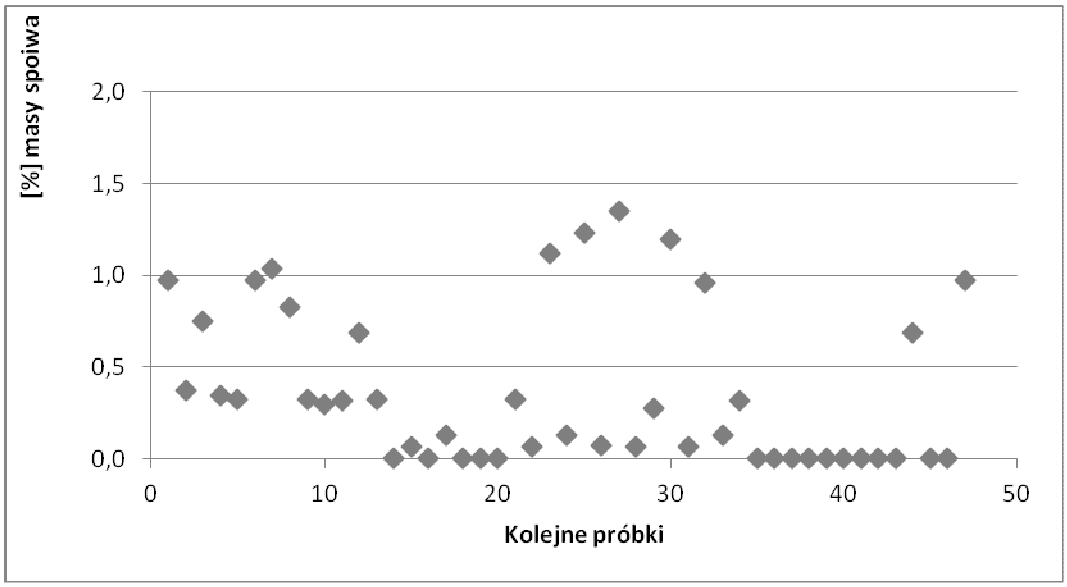
Zawartość jonów SO_4^{2-},Cl^-i NO_3^- w betonach wyrażono jako % masy spoiwa (rys.nr.18÷20). W tym celu, wyznaczono proporcje spoiwa i kruszywa uwzględniając wyznaczoną gęstość w przyjętych grupach. Natomiast w cegłach i w materiale spoinującym zawartość jonów SO_4^{2-} ,Cl^- i NO_3^- wyrażono w % w stosunku do masy całej próbki (rys. nr.21).



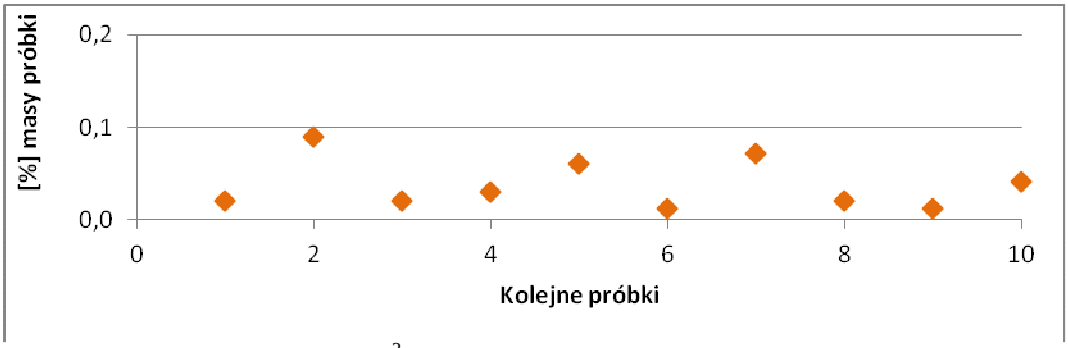
Rys.nr.18. Zawartość SO_4^{2-} w betonie wyrażona w % w stosunku do masy spoiwa



Rys.nr.19. Zawartość Cl^- w betonie wyrażona w % w stosunku do masy spoiwa



Rys.nr.20. Zawartość NO_3^- w betonie wyrażona w % w stosunku do masy spoiwa



Rys.nr.21. Sumaryczna zawartość SO_4^{2-},Cl^-, NO_3^- w cegle wyrażona w % w stosunku do masy próbki

W betonie fundamentowym zawartość siarczanów mieści się w granicach od 1,5 do 5,5% masy spoiwa. Według [Doktorat_D Dębska] zawartość jonów SO_4^{2-}, przy której następuje destrukcja betonu wynosi 6% masy spoiwa. W badanych betonach najczęściej występujące skażenie jonami siarczanowymi, mieści się w zakresie od 2 do 4%. Można, zatem przyjąć, że wyznaczone zawartości są w zasadzie bezpieczne, przy czym makroskopowo zaobserwowano związek między stopniem degradacji betonu a stopniem skażenia siarczanami. Generalnie w betonach o wysokiej zawartości siarczanów tekstura jest wyraźnie rozluźniona. Najprawdopodobniej jest to wynikiem obecności gipsu, ale też przyczyną może być wypłukanie minerału wodorotlenku wapnia ze spoiwa czy też rozkładu fazy CSH.

Ponadto w badaniach chemicznych wykazano, że maksymalna zawartość jonów chlorkowych wynosi 2,2% masy spoiwa. Według normy w betonach niezbrojonych dopuszczalna zawartość jonów Cl^- wynosi 1% masy spoiwa, natomiast w zbrojonych 0,4%. Jak wspomniano powyżej w pobranych odwiertach nie stwierdzono obecności zbrojenia, w związku z powyższym należy w pierwszym rzędzie zwrócić uwagę na próbki betonu, w których zawartość jonów chlorkowych przekracza 1% masy spoiwa. Przyjmując takie kryterium stwierdzono, że w przypadku 8 próbek zawartość jonów Cl^- jest przekroczona. Obecność chlorków powoduje wzrost zawilgocenia danego materiału, co w przypadku

obiektów znajdujących się na terenie PMAB nie ma istotnego znaczenia, ponieważ ze względu na charakter podłoża fundamenty są stale zawilgocone. Jednakże podwyższona zawartość chlorków może mieć znaczenie w sytuacji cyklicznego i wielokrotnego nasycania i osuszania materiałów. Może to spowodować krystalizację soli chlorkowych, co z kolei może zwiększyć ryzyko destrukcji materiału na skutek wzrostu objętości powstających soli.
Wykazana w badaniach chemicznych zawartość soli azotanowych generalnie nie przekracza 1,5% masy spoiwa. Skażenie na tym poziomie oraz ciągle zawilgocenie fundamentów nie stanowi realnego zagrożenia dla trwałości badanych betonów w aspekcie oddziaływania soli azotanowych.
W przypadku fundamentów ceglanych, jako kryterium dopuszczalnego stopnia zasolenia można przyjąć zasolenia murów jonami SO_4^{2-}, Cl^- i NO_3^- na poziomie nieprzekraczającym sumarycznie 0,5% masy próbki (wskaźniki cytowane powszechnie w literaturze). Stopień zasolenia cegieł jest w zasadzie pomijalny. Podobnie kształtuje się zasolenie materiału spoinującego, w którym średnia sumaryczna zawartość soli wynosi 0,2% masy próbki.

7.4. Wyniki badań elementów drewnianych za pomocą RESI

W obiektach kubaturowych objętych projektem badawczym gdzie występowały elementy drewniane stanowiące układ nośny wykonano szereg badań za pomocą urządzenia rezystografu oporowego opisanym, jako RESI. Wspomniane urządzenie nie określa klasy wytrzymałościowej drewna a jedynie określa stan techniczny elementu poprzez odwzorowanie twardości wewnętrznej struktury przekroju. Zebranie wszystkich możliwych danych materiałowych oraz cech fizycznych i mechanicznych daje podstawę do oszacowania klasy drewna. Mając na uwadze, iż elementy drewniane znajdujące się na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau są zabytkiem, co powoduje, że nie można jednoznacznie przypisywać wymagań stawianych przez normy PN-EN-1995-1-1: 2010 Eurokod 5, Norma PN-EN 338 Drewno konstrukcyjne. Klasy wytrzymałości oraz Norma PN-EN 1912 Drewno konstrukcyjne -- Klasy wytrzymałości -- Wizualny podział na klasy i gatunki określają wymagania współczesnych konstrukcji, dlatego też spełnienie wymagań stawianych przez podane powyżej normy będzie niemożliwe dla elementów historycznych. Obecne wymagania normowe dla określenia klasy drewna dotyczą:

a. Zgnilizna w klasach KW(klasa wysoka) i KS(klasa średnia) jest niedopuszczalna zaś w klasie KG(klasa gorsza) dopuszczalne są ślady zgnilizny twardej.
b. Elementy z nieaktywnymi żerowiskami owadzimi – 1 żerowisko na 1 mb tarcicy należy traktować, jako drewno należące do klasy KG(klasa gorsza), zaś z większą ilością żerowisk, jako pozaklasowe.
c. Elementy z naturalnymi pęknięciami o długości mniejszej niż 900 mm należy zaliczyć do klasy KG(klasa gorsza), zaś o pęknięciach dłuższych, jako pozaklasowe.
d. Dopuszczalny skręt włókien w poszczególnych klasach wynosi odpowiednio KW - ≤7%, KS - ≤10%, KG - ≤15%. Elementy o większym skręcie włókien należy traktować, jako drewno pozaklasowe.
e. Elementy z sękami, jeżeli ich powierzchnia jest mniejsza niż ½ całego przekroju i mniejsza niż ½ strefy marginalnej (tj. łącznie dwóch skrajnych pasów, każdy o

szerokości ¼ szerokości tarcicy; ¼ + ¼) można zaliczyć do klasy KG. Elementy o większej szerokości powierzchni sęków należy traktować, jako pozaklasowe.

f. Obliny dopuszczalne w klasie jakości tarcicy KG wynoszą do 1/3 grubości i 1/3 szerokości elementu. Zatem wszystkie elementy o oblinach obejmujących całą szerokość elementu należy traktować, jako pozaklasowe.

Znaczna część elementów drewnianych znajdujących się w obiektach objętych badaniami w świetle cytowanych przepisów normowych nie spełnia podstawowych wymagań normowych, tak, aby można przypisać zgodnie z zapisami normowymi, konkretne elementy do odpowiedniej klasy sortowniczej i wytrzymałościowej. Jedynym rozwiązaniem jest przeprowadzenie korelacji wielu cech uzyskanych z różnych badań. Poniżej zestawiono wyniki badań rezystografem oporowym dla obiektów, w których prowadzone były badania terenowe.

Tablica nr.5 Zestawienie wyników twardości drewna na podstawie badań RESI

Numer Obiektu	Ilość Próbek	Określenie twardości przekroju drewna			Wilgotność
		Bardzo miękkie	Miękkie	Twarde	
B-91	18	NIE	TAK	TAK	14%-25%
B-8	12	TAK	TAK	TAK	11%-14%
B-10	17	TAK	TAK	TAK	11%-14%
B-113	12	TAK	TAK	TAK	Brak badania
B-114	26	TAK	TAK	TAK	Brak badania
B-115	18	NIE	TAK	TAK	Brak badania
B-67	18	TAK	TAK	NIE	13%-17%
B-71	18	NIE	TAK	TAK	15%-18%
B-79	18	NIE	TAK	TAK	12%-16%
B-112	18	TAK	TAK	NIE	14%-16%
B-140	2	NIE	NIE	TAK	Brak badania
B-141	1	NIE	NIE	TAK	Brak badania
B-142	1	NIE	NIE	TAK	Brak badania
B-145	22	TAK	TAK	NIE	13%-16%

Przedstawione powyżej wyniki wskazują jednoznacznie na bardzo duży rozrzut cech materiałowych przekroju drewnianych elementów w obrębie nawet jednego obiektu. W trakcie badań stwierdzono liczne elementy, które wykazują oznaki korozji biologicznej. Zgodnie z zapisami raportów częściowych dla każdego obiektu powinna zostać stworzona mapa skażenia biologicznego i mikrobiologicznego całego obiektu. Uzyskane wyniki badań urządzeniem RESI potwierdziły występowanie elementów charakteryzujących się klasą twardości określoną, jako „drewno miękkie", „drewno twarde" oraz „drewno bardzo miękkie". Określenie rodzaju twardości drewna podana przy prowadzeniu badań pozwala wstępnie określić stan usłojenia badanego przekroju oraz spójności wewnętrznej struktury.

Elementy oznaczone oceną drewna „twarde" są najprawdopodobniej elementami współczesnymi. Wstępne wyniki dla części baraków przedstawione w raporcie Uniwersytetu Przyrodniczego w Poznaniu – Wydział Technologii Drewna z października 2014r pt."

Ekspertyza obiektu określająca stan zachowania elementów drewnianych obiektu o nr. inw. B-123", potwierdziły uśrednioną klasę sortowniczą drewna, jako klasa gorsza(KG) lub poza klasową w obiektach znajdujących się na terenie PMAB. Przyjęta klasa sortownicza może odpowiadać ***maksymalnie klasie drewna C20***.

Zespół badawczy Politechniki Krakowskiej na podstawie otrzymanych wyników oraz raportu(Ekspertyzy) Wydziału Technologii drewna przyjął w swoich analizach obliczeniowych drewno klasy C20. Uzyskane wyniki badań wilgotności wskazują, iż badane elementy nie wykazują ponadnormatywnego zawilgocenia. Elementy drewniane w obiektach na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau można przypisać do elementów pracujących na zewnątrz, w których wartość normowa zawartość wilgoci (graniczna) wynosi 23%. Przedmiotowa norma określa również, iż w przypadku konstrukcji chronionych przed zawilgoceniem(np. wnętrza ocieplonych budynków) wartość graniczna wilgotności drewna wynosi 18%.

Przeprowadzone dodatkowe badania RESI w laboratorium L-18 Politechniki Krakowskiej na krokwiach pobranych z baraku B-123 i B-124 pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

- Żaden z badanych przekrojów nie wykazywał oznak destrukcji biologicznej bądź wewnętrznych pęknięć wskazujących na istotną utratę wytrzymałości drewna. Niemal wszystkie badane elementy i przekroje wykazywały wysoką jednorodność w zakresie struktury drewna i jego cech wytrzymałościowych.
- Opory wiercenia wykazują niewielkie rozrzuty tej cechy na grubości badanych przekrojów. Można z wysokim prawdopodobieństwem przyjąć, że wytrzymałość i cechy sprężyste krokwi spełniają warunek stosunkowo dobrej jednorodności. Jeżeli uwzględnić zróżnicowane wartości zginanych przekrojów to można mówić o zgodności wyników nośności na zginanie z wynikami badania drewna rezystografem oporowym.
- Wyniki badań rezystografem nie dają podstawy do normowej klasyfikacji wytrzymałościowej badanego drewna. Brak jest kalibracji pozwalającej na interpretację wielkości rejestrowanego oporu na klasę badanego drewna. W tym przypadku wysoka jednorodność zapisów wiercenia i wyniki liczbowe wielkości obciążeń przy zginaniu potwierdzają możliwość przyjęcia klasy C20, jako klasy wytrzymałościowej dla badanych krokwi.

7.5. Wyniki badań krokwi w laboratorium L-18 Politechniki Krakowskiej

Przeprowadzone badania na oryginalnych krokwiach pozwoliły na określenie dokładnej siły wymuszającej powstanie strzałki ugięcia wynoszącej 26,7 milimetra, co odpowiadało warunkowi ugięcia granicznego wynoszącego L/150. Poniżej zamieszczone zbiorcze zestawienie wyników wskazuje jednoznacznie na logiczną korelację wzrostu wartości obciążenia względem większej średnicy przekroju krokwi. Badane elementy cechuje duża

zmienność wymiarów przekroju poprzecznego na długości badanego przęsła a podana, jako średnia dotyczy zbieżnego przekroju o średnicy wynoszącej od 120 do 141 milimetrów. Uzyskane wyniki obciążenia (siła oznaczona na schemacie statycznym jako „F") w trakcie badania nośności charakteryzowały się dużym rozrzutem w zakresie pomiędzy najmniejszą wartością 2,71 kN a siłą 6,12 kN.

Oznaczenie elementu	Średnia średnica $d_{śr}$ [mm]	Średnia wilgotność w [%]	Siła F_{max} [kN]	Moment zginający M_{max} [kNm]	Przemieszczenie [mm]				
					L_A	L_1	L_2	L_3	L_B
B123 nr 6 NE	135	10,8	3,85	2,70	-2,3	20,6	**26,7**	17,8	-0,6
B123 nr 7 NW	126	11,0	2,98	2,09	-2,2	20,8	**26,7**	18,6	-1,6
B123 nr 68 SW	141	10,2	6,12	4,28	-3,3	19,1	**26,7**	19,5	-4,8
B123 nr 69 SE	120	10,2	2,71	1,90	-2,9	21,4	**26,7**	18,5	-0,2

Tablica nr.6. Zbiorcze zestawienie wyników badania.

Pomierzone wartości siły "F" odnoszącej się do obciążenia badanego elementu mieszczą się w bardzo niskim poziomie nośności a zarazem bezpieczeństwa elementu. W obecnej sytuacji konieczne było przeprowadzenie uzupełniających badań w zakresie wzmocnienia krokwi przy pomocy taśmy z włókien węglowych lub przy pomocy wklejanych płaskowników z materiałów kompozytowych opartych na włóknie szklanym.

Etap 2 badań przeprowadzono na 3 elementach. Pierwszym elementem była belka wzorcowa, która była obciążana w sposób identyczny jak oryginalne krokwie a następnie w drugiej fazie badań obciążeniem doprowadzono do całkowitego zniszczenia. Krokwie pobrane z baraków B-123 i B-124 były obciążane jedynie do „bezpiecznej" granicy ugięcia wynoszącej L/150 (rozpiętość pomiędzy podparciem/150). Poniżej przedstawiono zestawienia tabelaryczne uzyskanych wyników badań.

Etap badania	Siła F_{max} [kN]	Moment zginający M_{max} [kNm]	Przemieszczenie [mm]		
			L_1	L_2	L_3
I - wzorzec	1,46	1,02	18,7	**26,7**	19,1
II – el. wyfrezowany	1,42	0,99	18,9	**26,7**	19,1
III – el. wzmocniony	1,66 9,25 (zniszczenie)	1,16 6,48	18,4 -	**26,7** 176	19,1 -

Tablica nr.7. Wyniki badania belki wzorcowej

Etap badania	Siła F_{max} [kN]	Moment zginający M_{max} [kNm]	Przemieszczenie [mm] ⇕−⇕+				
			L_A	L_1	L_2	L_3	L_B
I (przed wzmocnieniem)	6,12	4,28	-3,3	19,1	**26,7**	19,5	-4,8
II (po wzmocnieniu)	6,42	4,49	-	18,4	**26,7**	22,0	-

Tablica nr.8 Wyniki badania krokwi z baraku B-123

Etap badania	Siła F_{max} [kN]	Moment zginający M_{max} [kNm]	Przemieszczenie [mm] ⇕−⇕+				
			L_A	L_1	L_2	L_3	L_B
I (przed wzmocnieniem)	1,49	1,04	-0,3	20,2	**26,7**	18,4	-0,2
II (po wzmocnieniu)	1,61	1,13	-	20,3	**26,7**	19,5	-

Tablica nr.9 Wyniki badania krokwi z baraku B-124

Przeprowadzone badania laboratoryjne na krokwiach wymontowanych z więźb baraków B-123 i B-124, po ich doświadczalnym wzmocnieniu taśmami węglowymi wykazały wzrost wytrzymałości na zginanie(sztywności giętnej i wzmocnionych przekrojów) o 5%. W skali globalnej nie jest to znaczący wzrost wskaźnika nośności, jednakże dla pojedynczych elementów, które posiadają większy przekrój poprzeczny wzrost nośności po wzmocnieniu może wynieść więcej niż uzyskane w badaniach laboratoryjnych wyniki wynoszące około 5%. Przeprowadzone badanie niszczące na przekroju badawczym tzw. próbce zerowej (element doświadczalny do celów porównawczych niepochodzący z baraku B-123 lub B-124) wykazało, iż element uległ zniszczeniu dopiero przy znacznych wartościach ugięć przekraczających dopuszczalne wartości graniczne określone w normie PN-EN 1995 wynoszące ***176mm.*** Uzyskano, zatem efekt przesunięcia fazy całkowitego zniszczenia i znaczącego wzrostu siły niszczącej przekrój. Dodatkowym argumentem zachęcającym do zastosowania opisanej metody jest fakt, iż badany przekrój drewniany uległ zniszczeniu bez utraty(oderwania) taśmy węglowej od macierzystego materiału.

Przeprowadzono ponadto próby wzmocnienia materiałami kompozytowymi z włókna szklanego. Materiały te są obecnie przedmiotem badań certyfikacyjnych mających na celu dopuszczenie do stosowania w budownictwie. Istnieje możliwość wzmocnienia strefy ściskanej i rozciąganej przekroju krokwi tymi materiałami. Zakres możliwości stosowania i

skuteczność wspomnianej metody będzie przedmiotem dalszej analizy, która jest realizowana poza zakresem umowy z Państwowym Muzeum Auschwitz-Birkenau.

7.6. Podsumowanie wyników analiz obliczeniowych

Przeprowadzona analiza obliczeniowa głównych elementów drewnianego ustroju nośnego obiektów objętych projektem badawczym wykazała w wielu przypadkach przekroczenie dopuszczalnych wartości określonych poprzez normy PN-EN. Wyniki dla poszczególnych obiektów oraz ich wyodrębnionych pojedynczych elementów znajdują się w raportach częściowych. Poniżej zamieszczono zbiorcze zestawienie wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dla wybranych grup układu nośnego obiektów znajdujących się na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau.

Wykonane analizy obliczeniowe elementów nośnych przeprowadzono przy założeniu, iż analizowany element nie wykazuje uszkodzeń, pęknięć, zarysowań, ubytków przekroju w następstwie korozji biologicznej lub korozji mikrobiologicznej. Uzyskane wyniki z analizy obliczeniowej zostały przedstawione w Tabeli nr.9. Wskaźniki wytężenia przekroju elementu wynoszące poniżej 100%(wartość maksymalna dopuszczona przez normy PN-EN) w sytuacji projektowej odpowiadają wymaganiom stawianym przez obowiązujące normy. W przypadku historycznych elementów nośnych znajdujących się na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau należy uzyskane wyniki skorelować z dodatkowymi badaniami innych jednostek badawczych zajmujących się zagadnieniami, do których zespół Politechniki Krakowskiej nie posiada kompetencji, w zakresie korozji biologicznej i mikrobiologicznej. W raportach częściowych dla każdego obiektu wykonano dodatkową analizę elementów murowych z uwzględnieniem utrwalonych deformacji pionowych i poziomych.

Analiza nośności fundamentów:

Tablica nr.10 Zestawienie wskaźników nośności fundamentów

Numer obiektu Kubaturowego	Wskaźnik wytężenia elementu (nośność fundamentu)	
	Stopa wewnętrzna fundamentowa	Ława zewnętrzna fundamentowa
B-8	Brak	45%
B-10	Brak	70%
B-91	67%	28%
B-111	Brak	78%
B-113	88%	17%
B-114	45%	29%
B-115	35%	45%
B-146	Brak	17%
B-148	Płyta fundamentowa maksymalny odpór podłoża 32kPa	
B-150/5	Płyta fundamentowa maksymalny odpór podłoża 39kPa	
B-150/6	Płyta fundamentowa maksymalny odpór podłoża 116kPa	
B-150/8	Płyta fundamentowa maksymalny odpór podłoża 109kPa	

B-398	Maksymalny odpór podłoża 78kPa	
B-467	Brak	56%
B-67	42%	32%
B-71	98%	29%
B-79	53%	40%
B-112	25%	40%
B-140	Brak	47%
B-141	Brak	40%
B-142	Brak	47%
B-145	125%	53%
B-149	Płyta fundamentowa maksymalny odpór podłoża 151kPa	
B-123	70%	18%
B-124	27%	20%

PODSUMOWANIE: Przeprowadzona analiza fundamentów obiektów znajdujących się w zakresie projektu badawczego wykazała w większości przypadków dostateczną nośność posadowienia. Uzyskane wyniki są interpretacją sytuacji jednostkowych polegających na uwzględnieniu informacji źródłowych zaczerpniętych z wykonanych lokalnych odkrywek. W przedmiotowych obiektach prawdopodobieństwo wystąpienia innej geometrii fundamentów, bądź odmiennego stanu technicznego elementów nośnych jest bardzo duże. W trakcie badań stwierdzono również znaczne uszkodzenia lub pęknięcia fundamentów, w związku z powyższym w celu ustabilizowania pracy elementu zaleca się wykonanie dogęszczającej zbrojonej iniekcji cementowej wzmacniającej podłoże. Proces ten pozwoli na poprawę wskaźników nośności samego gruntu zalegającego bezpośrednio pod podeszwą fundamentu. Dodatkowo należy przewidzieć szereg prac przy wzmocnieniu struktury fundamentu. Przedstawione wyniki w tablicy nr. 10 wskazują, iż w przypadku obiektów kubaturowych(baraki mieszkalne) wartość wskaźnika nośności nie przekracza 50% dla ław fundamentowych. W przypadku stóp fundamentowych, nośność fundamentu wynika szczególnie z małej głębokości posadowienia elementu, co przyczynia się do znacznych wytężeń. Tylko w jednym przypadku(obiekt B-145) wymiary geometryczne istniejącej stopy fundamentowej nie pozwalają uzyskać wyniku poniżej wartości dopuszczalnej wytężenia wynoszącej 100%. Dla obiektów podziemnych określono maksymalny odpór podłoża na płycie fundamentowej, który nie przekracza ponad 151kPa. Uzyskany wynik w przypadku występującej warstwy geologicznej- żwirów, na której posadowiono obiekty jest wartością bardzo dobrą. Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa dla ław fundamentowych oraz stóp została skorelowana pomiędzy wielkością geometryczną fundamentu a wskaźnikami mechanicznymi gruntów zalegających przy danym obiekcie. W obliczeniach nie uwzględniono znacznej skali uszkodzeń i degradacji samego elementu.

Analiza nośności elementów drewnianych:

Tablica nr.11 Zestawienie wskaźników nośności elementów drewnianych

Numer obiektu Kubaturowego	Maksymalny wskaźnik wytężenia elementu (nośność elementu)							
	Krokwie	Miecze	Kleszcze	Belki	Płatwie	Zastrzały	Słupy	Murłaty
B-8	13%	-	-	42%	-	17%	52%	-
B-10	94%	-	-	92%	-	42%	128%	-
B-91	138%	19%	11%	7%	66%	15%	63%	19%
B-111				Brak				
B-113	149%	43%	13%	104%/91%	157%	-	35%	65%
B-114	103%	25%	17%	125%	126%	-	35%	59%
B-115	181%	34%	31%	41%	147%	-	59%	57%
B-146				Brak				
B-148				Brak				
B-150/5				Brak				
B-150/6				Brak				
B-150/8				Brak				
B-398				Brak				
B-467				Brak				
B-67	117%	29%	22%	22%	132%	52%	118%	65%
B-71	117%	70%	17%	19%	90%	-	71%	56%
B-79	93%	36%	13%	19%	75%	-	41%	39%
B-112	135%	25%	11%	9%	113%	17%	86%	39%
B-140	Pas górny kratownicy – 49%, Pas dolny kratownicy 41%, Słupy-12%, Krzyżulce – 170%							
B-141	Pas górny kratownicy – 54%, Pas dolny kratownicy 47%, Słupy-14%, Krzyżulce – 194%							
B-142	Pas górny kratownicy – 49%, Pas dolny kratownicy 41%, Słupy-12%, Krzyżulce – 170%							
B-145	155%	21%	10%	7%	64%	14%	59%	14%
B-149	71%	2%	-	26%	12%	-	13%	-
B-123	184%	36%	24%	17%	98%	-	70%	49%
B-124	260%	30%	53%	17%	81%	-	47%	42%

PODSUMOWANIE: Przedstawione w tablicy nr.11 wartości ekstremalnych wskaźników wytężenia elementów drewnianych wskazują, iż głównymi elementami konstrukcyjnymi, które wymagają prac zabezpieczających dla obiektów kubaturowych są krokwie i płatwie. Najgorszy wynik dla krokwi drewnianych otrzymano dla baraków B-123 i B-124, gdzie wartości wskaźnika wytężenia nośności wynoszą 260% i 184%. W przypadku obiektów latryn i łaźni(B-140,B-141 i B-142) przekroczenie dopuszczalnej nośności krzyżulców wynika z warunku dotyczącego samej smukłości przekroju. Drugim najpoważniejszym zagadnieniem dla bezpieczeństwa obiektów są przekroczone wskaźniki dla płatwi i głównych belek drewnianych, jak w przypadku baraków B-113,B-114 i B-115. Przedstawione w tablicy

nr.11 wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej wskazują jednoznacznie, iż najniebezpieczniejszym przykładem więźby dachowej są więźby w barakach mieszkalnych (m.in. np. B-123 i B-114). Pozostałe elementy drugorzędne takie jak miecze, kleszcze, zastrzały, słupy nie wymagają wzmocnienia ze względu na warunek nośności przekroju, o ile analizowane elementy nie uległy znacznym uszkodzeniom wynikającym z korozji biologicznej lub mikrobiologicznej. Na podstawie przeprowadzonych analiz obliczeniowych załączonych do raportów częściowych, jako załącznik nr.1 oraz na podstawie przeprowadzonych badań technicznych, jakości drewna przy pomocy rezystografu oporowego autorzy zalecają przeprowadzenie prac zabezpieczających poszczególnych elementów drewnianej więźby dachowej poprzez zastosowanie taśm z włókna węglowego lub wklejanych wkładek z materiałów kompozytowych bądź też stosując wymianę elementów na nowe. Należy również przewidzieć szereg prac zabezpieczających drewniane elementy więźby dachowej przed działaniem korozji biologicznej wywołanej grzybami i owadami.
Projektanci odpowiedzialni za bezpieczeństwo układu nośnego są zobowiązani do takiego zaprojektowania ustrojów nośnych, aby nie dopuścić do przekroczenia wskaźnika wytężenia konstrukcji ponad 1,0(100%). W przypadku historycznych obiektów oraz ich ustrojów nośnych, konieczne jest indywidualne podejście do każdego elementu, choć jest to niezmiernie trudne i skomplikowane. Wyliczone wskaźniki wytężenia przekrojów zawierają współczynniki bezpieczeństwa określone w normie PN-EN zaniżając obliczeniową nośność(względy bezpieczeństwa). Umownie przyjmuje się, iż przy wytężeniu przekroju sięgającym ponad 1,5 (150%) może wystąpić teoretycznie zagrożenie awarią bądź zniszczenie elementu a tym samym zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Uzyskane wyniki statyczno-wytrzymałościowe nie uwzględniają skutków znacznego porażenia mikrobiologicznego lub biologicznego elementów znajdujących się w przedmiotowych barakach. Zastosowanie wzmocnienia taśmami węglowymi lub materiałami kompozytowymi należy przewidzieć tylko dla elementów, które charakteryzują się prawidłową strukturą usłojenia(taka, która nie jest porażona przez korozję biologiczną). Przeprowadzone badania laboratoryjne na krokwiach baraku B-123 i B-124, wykazały, iż wzmocnienia taśmami węglowymi pozwalają na wzrost wytrzymałości(nośności przekroju) o 5% do 8%. W skali globalnej nie jest to znaczący wzrost wskaźnika nośności, jednakże dla pojedynczych elementów, które posiadają większy przekrój poprzeczny wzrost nośności po wzmocnieniu może wynieść więcej niż wykazane laboratoryjnie 5% do 8%. Przeprowadzone badanie niszczące na przekroju badawczym tzw. próbce wzorcowej (element niepochodzący z baraku, B-123 lub B-124) wykazało, iż element uległ zniszczeniu dopiero przy znacznych wartościach ugięć przekraczających wielokrotnie dopuszczalne wartości graniczne określone w normie PN-EN 1995.Ugiecie w fazie zniszczenia wynosiło 176 mm. Dodatkowym argumentem zachęcającym do zastosowania opisanej metody jest fakt, iż badany przekrój drewniany uległ zniszczeniu bez utraty zespolenia taśmy węglowej z macierzystym materiałem

Istnieją również inne metody wzmacniania przekrojów drewnianych, wśród których należy wymienić impregnacje żywiczne struktury drewnianego elementu. Z uwagi na przebieg realizacji tego typu zabiegów i wymagania konserwatorskie, wzmocnienie tego typu należy w rozważanym przypadku wykluczyć. Poza koniecznością wymontowania wzmacnianych elementów zabieg tego typu powoduje znaczącą zmianę wyglądu elementów

drewnianych. Zaimpregnowane elementy charakteryzować się będą wzrostem gęstości objętościowej elementu, która przyczyni się do podniesienia wytrzymałości zaimpregnowanych elementów, ale należy mieć na uwadze fakt, że impregnacja związkami żywic zmienia wyląd tak wzmocnionych elementów.

Analiza nośności elementów murowych:

Analiza obliczeniowa filarów ceglanych będących główną konstrukcją nośną obiektów objętych programem badawczym wykazała wystarczającą nośność na ściskanie do przeniesienia obciążeń od sił wynikających z wpływu ciężaru dachu i obciążeń klimatycznych. W raportach częściowych opracowanych dla każdego obiektu osobno(Załącznik nr.1 pkt.5 analizy), występują przypadki filarów o różnej geometrii, które nie posiadają wystarczającej nośności do przeniesienia obciążeń od momentów zginających. Z takimi przypadkami mamy do czynienia w barakach nr. B-91, B-113, B-114, B-115, B-67. B-71, B-79, B-112, B-145. W przypadku, gdy nośność na zginanie nie jest spełniona i filar należy wzmocnić, nie można wyznaczyć jego dopuszczalnego odkształcenia. W każdym raporcie częściowym w załączniku nr.1 w pkt. dotyczącym dopuszczalnych odkształceń filarów murowanych określono maksymalny mimośród(odkształcenie) filarka przy założeniu, iż element zostanie wzmocniony a jego wytężenie ze względu na zginanie będzie na poziomie poniżej 100%.

W przedmiotowym zakresie filary ceglane powinno się wzmocnić poprzez spięcie elementów taśmami węglowymi lub prętami ze stali nierdzewnej. Zniszczenie a tym samym awaria konstrukcji nastąpi w takim przypadku dopiero po zmiażdżeniu strefy ściskanej. W miejscach gdzie naprężenia rozciągające będą znaczne, szczególnie przy mocowaniu murłaty drewnianej może wystąpić konieczność wzmocnienia zaproponowaną metodą powyżej. Każdy filar murowany należy oceniać indywidualnie i zaprojektować jego ewentualne wzmocnienie. Elementy, w których zaobserwowano wykruszenia spoin(zapraw murarskich) lub wychyleń geometrycznych należy przewidzieć do prac zabezpieczająco-konserwatorskich opisanych w dalszej części opracowania.

Z przeprowadzonej analizie statyczno-wytrzymałościowej ścian osłonowych wynika konieczność wzmocnienia wychylonych lub spękanych elementów ścian i filarów poprzez zastosowanie taśm z włókna węglowego lub prętów ze stali nierdzewnej. Wartości ekstremalnych odkształceń podano w tablicy nr. 1 niniejszego opracowania wraz z podaniem podstawowych przyczyn powstałych uszkodzeń. Szczegółowy opis technologii wzmacniania w zakresie wytycznych projektowych znajduje się w punkcie nr.8.

8. Zalecane metody ochrony i zabezpieczenia obiektów kubaturowych wraz z wytycznymi technicznymi

Po przeprowadzeniu badań i analiz zespół badawczy Politechniki Krakowskiej przedstawia poniżej rekomendowane metody wzmacniania i zabezpieczania głównych elementów nośnych obiektów objętych projektem badawczym.

8.1. Metoda iniekcji zbrojonej, jako sposób wzmacniania gruntu i posadowienia obiektu

Przeprowadzone badania terenowe i analizy obliczeniowe potwierdziły liczbowy wynik, który wskazuje na zadowalający poziom bezpieczeństwa nośności fundamentów. Wyniki przedstawione w tablicy nr.9 pokazują, iż jedynie w jednym przypadku występuje sytuacja przekroczenia nośności fundamentów. Analiza obliczeniowa fundamentów obiektów znajdujących się na terenie PMAB została oparta na uzupełniających badaniach geologicznych podłoża gruntowego oraz na danych uwzględniających głębokość posadowienia i geometrii fundamentu. Wykonane odkrywki przy fundamentach poszczególnych obiektów dają jedynie punktową informację na temat warunków posadowienia. W przypadku obiektów na terenie PMAB jest wysoce prawdopodobne, iż w obrębie jednego obiektu będą występować fundamenty o różnej geometrii oraz co jest najistotniejsze o zmiennych cechach jakościowych wynikających z ich stanu technicznego. Przeprowadzona analiza obliczeniowa fundamentów wewnętrznych i ławy zewnętrznej obiektów objętych programem badawczym nie uwzględnia uszkodzeń mechanicznych fundamentów lub niskiego poziomu cech materiałowych i ich spójności. Obecnie nie istnieje możliwość uwzględnienia w analizie obliczeniowej wszystkich cech dotyczących, jakości fundamentów. Stąd też pomimo spełnienia formalnych wymogów obliczeniowych w zakresie bezpieczeństwa fundamentów zalecono ich wzmocnienie w sposób zapewniający eliminację losowych wad i uszkodzeń. Stan fundamentów obiektów został przedstawiony w dokumentacji rysunkowej, fotograficznej oraz w wynikach badań laboratoryjnych umieszczonych w raportach częściowych dla każdego obiektu osobno. Parametry nośności fundamentów z uwzględnieniem rozrzutów statystycznych odniesionych, do jakości materiałów fundamentów oraz ich stanu technicznego powinny być zgodnie ze współczesnymi zasadami obliczeń obniżone o kilkanaście-kilkadziesiąt procent. A taki wynik może doprowadzić do obniżenia nośności poniżej wartości granicznej. Dodatkowym zagadnieniem, jakie zostało opisane jest wielkość sił (obciążeń) przypadających na analizowany fundament. W większości obiektów obliczone siły wewnętrzne charakteryzują się niewielkimi wartościami liczbowymi, co pozytywnie przekłada się na poziom wytężenia samego elementu a tym samym całego obiektu. Pomimo korzystnych wyników obliczeń dotyczących nośności posadowienia stwierdzono obecność uszkodzeń typowych dla skutków od nierównomiernego osiadania fundamentów. W następstwie analizy wyników badań geologicznych potwierdzających wysoki poziom wód gruntowych często o charakterze naporowym oraz niskiej, jakości struktury samych fundamentów Zespół Badawczy Politechniki Krakowskiej zaleca i rekomenduje zastosowanie metody dogęszczającej iniekcji zbrojonej gruntu, jako formy zabezpieczenia fundamentów. Zastosowanie iniekcji dogęszczającej daje szansę podwyższenia parametrów mechanicznych gruntów zalegających bezpośrednio pod fundamentem. Dodatkowym celem zastosowania rekomendowanej metody jest ustabilizowanie bardzo osłabionej konstrukcji obiektu i jego stateczności. Iniekcja gruntowa pozwoli na zabezpieczenie poszczególnych obiektów i ich posadowienia przed powstaniem w przyszłości bardziej niekorzystnych warunków gruntowych, na przykład w następstwie zmiany poziomu wód zawieszonych i odpowiadających im niskim wskaźnikom określającym formalny poziom bezpieczeństwa fundamentów.

Metoda iniekcji gruntu, jako metoda nieujęta w literaturze przedmiotu została zastosowana z osiągniętym poziomem założeń projektowych, z którymi Zespół Badawczy miał styczność w następujących realizacjach:

- Kościół i klasztor o.o. Bonifratrów w Krakowie
- Muzeum w Jarosławiu „Kamienica Orsettich"
- Zespół Pałacowy w Książu Wielkim
- Zamek w Lublinie – skrzydło północne
- Państwowa Wyższa szkoła Zawodowa w Nowym Sączu – Hala Sportowa
- Zabytkowy Kościół w Binarowej woj. Podkarpackie
- Szpital w Tarnowie
- Kamienica przy ul. Gołębiej 5 w Krakowie
- Kamienica przy ul. Św. Krzyża 7 w Krakowie
- Rozdzielnia elektryczna Teatru Starego w Krakowie.

Zespół badawczy rekomenduje wykonanie dogęszczającej iniekcji zbrojonej gruntu według poniżej przedstawionych wariantów rysunkowych(rys.nr.22, 23,24). Przedstawione warianty iniekcji gruntu są podstawowymi wytycznymi dla projektantów projektu budowlanego i wykonawczego w których winny być uwzględnione wyniki badań i metody rekomendowane przez Zespół Badawczy Politechniki Krakowskiej. Projektanci oraz wykonawca przed rozpoczęciem prac w terenie powinni również uwzględnić wysokie prawdopodobieństwo zmiany geometrii fundamentów i lokalne zróżnicowania ich stanu technicznego. Należy założyć, iż realizacja zadania będzie opierać się na wynikach pracy terenowej wynikającej częściowo z zasady „rozpoznania w boju". Najistotniejszym elementem będzie również ciągły nadzór konstrukcyjny autora projektu. Zakres prac terenowych, stopień ich skomplikowania, stan techniczny obiektów oraz złożone warunki gruntowe występujące na terenie PMAB nie pozwalają na prowadzenia prac wzmacniających jedynie w oparciu o rozwiązania projektowe wymagane w projekcie budowlanym. Autorzy częstokrotnie spotkali się ze sytuacją, w której pomimo dokładnego rozpoznania inwentaryzacyjnego obiektu oraz warunków gruntowych założenia projektu musiały być korygowane w trybie nadzoru i dostosowania do zmiennych parametrów technicznych obiektu. Szczególnie dotyczy to nietypowych rozwiązań dla budynków zabytkowych.

W celu ustabilizowania przyszłej pracy fundamentów obiektów znajdujących się na terenie PMAB oraz zabezpieczenia elementów stykających się z gruntem tj. posadzek, ceglanych wątków w ziemi, zespół badawczy Politechniki Krakowskiej rekomenduje wykonanie opisanej powyżej metody zbrojonej iniekcji cementowej wzmacniającej podłoże. Wykonanie zbrojonej iniekcji dogęszczającej powinna być zrealizowana przy pomocy stalowych perforowanych rurek ocynkowanych o średnicy od 20mm do 38mm i grubości płaszcza od 2,9 do 4mm.

Realizacja iniekcji dogęszczającej zbrojonej obejmuje następujące czynności:

a. Wykonanie oczepu betonowego, przez który zostanie przewiercony otwór pod rurkę perforowaną lub wykonanie oczepu po realizacji samego otworu.

b. Wykonanie odwiertu z poziomu terenu do głębokości około 2,0 p.p.t(do poziomu gruntu nośnego rozpoznanego na podstawie badań geologicznych oraz próbnych iniektowań) o średnicy od 36 do 50 mm.
c. Wprowadzenie perforowanej rurki obejmującej całą długość nawierconego otworu.
d. Stopniowe podawanie zaczynu iniekcyjnego z zastosowaniem pakerów pod ciśnieniem do około 2,0 MPa.
e. Zakończenie iniekcji na całej długości otworu i rozpoczęcie wiercenia następnego otworu w odległości od 50 cm do 100 cm. Zaleca się, aby niezależnie od wybranego wariantu realizacji zabezpieczeń (typ A, B, C) zastosowano rurki perforowane, w których otwory będą się zaczynać dopiero około 10 cm poniżej poziomu obecnego posadowienia ławy bądź stopy fundamentowej w celu ograniczenia niesterowalnego wypływu iniektu.
f. Ilość zużytego zaczynu o recepturze dobranej doświadczalnie, ale zawierającej dodatek do 2% bentonitu dla ograniczenia zjawiska sedymentacji jest bardzo trudna do oszacowania przed wykonaniem próbnych iniekcji gruntu. Wstępnie można założyć, iż przy dogodnych warunkach terenowych na 1mb iniekcji zostanie zużyte około 20 litrów zaczynu cementowego.

Podana powyżej procedura iniekcji gruntu powinna być poprzedzona wykonaniem następujących czynności:

- Odcinkowe odkopanie wątków murowanych ścian oraz fundamentów do poziomu ich posadowienia. Maksymalny odcinek dopuszczony do prac jednostkowych wynosi 3m (zaleca się krótsze odcinki, jednak nie dłuższe niż 3m) Zabrania się wykonania odkopu fundamentów na całego długości ścian(budynku).
- Wykonanie powierzchniowego ręcznego oczyszczenia ścian fundamentowych oraz fundamentów betonowych
- Zagruntowanie powierzchni betonowej środkami głęboko penetrującymi np. firmy Remmers. Środki powinny być dobrane indywidualnie w zależności od rozwiązań materiałowych fundamentu. Celem zastosowania środków głęboko penetrujących jest wzmocnienie struktury wewnętrznej betonu oraz zamknięcie wewnętrznych porów. Zabieg ten pozwoli na ograniczenie nasiąkliwości materiału a tym samym ograniczone zostanie zjawisko rozsadzania struktury wewnętrznej poprzez oddziaływanie mrozu.
- Jedną z początkowych czynności, jaką należy wykonać a zarazem najważniejszą, która bezpośrednio pomoże przy prawidłowej realizacji metody iniekcji zbrojonej jest wykonanie po zewnętrznej stronie fundamentu (lub po obu stronach fundamentu) zabezpieczenia w postaci żelbetowego oczepu. Uzyskane doświadczenie wykonawcze przy pracach iniekcyjnych wskazuje na potrzebę wykonania żelbetowego oczepu, który zabezpieczy przed niekontrolowaną ucieczką iniektu podczas prowadzenia prac. ***Bez tego elementu iniekcja zbrojona gruntu może okazać się nieskuteczna.*** Dobór wielkości oczepu żelbetowego będzie podyktowany lokalnymi warunkami geometrycznymi fundamentów oraz możliwościami technicznymi prac terenowych. W niektórych przypadkach wykonanie obustronnej belki będzie niemożliwe ze względu

na występowanie oryginalnych posadzek, które nie będą podlegały wcześniejszemu demontażowi. W takim przypadku należy wykonać oczep zabezpieczający tylko od strony zewnętrznej, który zostanie odpowiednio, przykotwiony prętami ϕ 8 mm ze stali nierdzewnej do istniejącego fundamentu. Zaleca się wykonanie kotew monilityzujących oczep, co 30-40cm na długości całego fundamentu. Wykonane oczepy żelbetowe zabezpieczające przed ucieczką, iniektu oraz wysadzaniem gruntu należy po wykonanej pracy terenowej zasypać bez prowadzenia prób ich demontażu.

- Uformowanie izolacji pionowej fundamentu po zewnętrznej powierzchni oczepu z wyprowadzeniem poziomego pasma w formie fartucha o szerokości od 40 cm do 60 cm, jako zabezpieczenia odrzucającego wody opadowe.

Zespół badawczy Politechniki Krakowskiej poniżej przedstawia i rekomenduje trzy lub cztery warianty wykonywania zbrojonej iniekcji gruntowych przy obiektach objętych projektem badawczym (po za obiektami częściowo lub całkowicie zagłębionymi w gruncie). Przedstawione trzy warianty metodologii prac przy realizacji iniekcji gruntowych można ze sobą powiązać lub wykorzystać jeden z przedstawionych wariantów.

MOŻLIWE ZAGROŻENIA PRZY REALIZACJI INIEKCJI GRUNTU:

- Wypływ iniektu połączony z wysadzaniem gruntu podczas prac tłoczenia iniektu metodą ciśnieniową. Opisana sytuacja może wystąpić szczególnie w przypadku braku zastosowania zabezpieczającego oczepu żelbetowego opisanego powyżej. Dla zabezpieczenia przed takim zjawiskiem należy proces iniekcji starannie monitorować.
- Niekontrolowana ucieczka iniektu w przypadku wystąpienia soczewek, pustek gruntowych lub kawern.
- Ucieczka iniektu do niezinwentaryzowanej sieci kanalizacyjnej lub wodnej. Brak rozpoznania terenowego w tym zakresie może doprowadzić do pełnego zalania zaczynem sieci kanalizacyjnej, co skutkowałoby brakiem możliwości wzmocnienia samego gruntu. Autorzy opracowania spotkali się z sytuacją, w której instalacja kanalizacyjna w odległości 10m od miejsca prac iniekcyjnych została całkowicie zalana zaczynem cementowym.

TECHNOLOGICZNE UWARUNKOWANIA REALIZACJI PRAC:

- Dostęp do bieżącej wody potrzebnej dla zaczynu cementowego
- Prąd trójfazowy dla zasilania pracy pompy
- Warunki pogodowe w zakresie normatywnych zjawisk (bez anomalii pogodowych) nie mają wpływu na prowadzone prace.

Rekomendowane metody iniekcji gruntowych to:

- Wariant A – Iniekcja gruntu przy układzie prostych rurek przy zabezpieczeniu obu stron fundamentu za pomocą oczepów żelbetowych
- Wariant B – Iniekcja gruntu przy układzie kozłowego prowadzenia rurek przez przekrój fundamentu przy zabezpieczeniu obu stron fundamentu za pomocą oczepów żelbetowych
- Wariant C – Iniekcja gruntu przy układzie mieszanym, co druga rurka pionowa i skośna oraz jednostronnym zabezpieczeniu fundamentu oczepu po stronie zewnętrznej baraku. Metoda C jest najmniej inwazyjną, jednakże może okazać się metodą o najmniejszej skuteczności iniekcji gruntowej. W przedstawionym wariancie konieczne będzie wykonanie kotwienia belek żelbetowych do istniejącego fundamentu, co 30 do 40cm za pomocą wklejanych kotew ϕ 8 ze stali nierdzewnej.
- Wariant D – Iniekcja gruntu przy zastosowaniu rurek przechodzących przez przekrój istniejącego fundamentu. W takim przypadku oczep nie musi być wykonany. Proponowany wariant dotyczy tylko fundamentów, których struktura i stan techniczny pozwala na wykonanie niniejszej operacji. W przypadku fundamentów, których stan techniczny został określony w raportach częściowych dla każdego obiektu, jako „zły" nie należy stosować wariantu D.

  Kryteria wyboru wariantu wzmocnienia metodą zbrojonej iniekcji dogęszczającej.

  Dla baraku będącego przedmiotem opracowania w ramach projektu budowlanego wzmocnienia i stabilizacji posadowienia nie będzie możliwe wskazanie jednego z podanych wariantów, jako obowiązującego na etapie realizacji prac. Byłoby to możliwe tylko w przypadku pełnego rozpoznania stanu zachowania fundamentów łącznie z przyległymi elementami rozmieszczonymi wewnątrz budynku. Stąd też zaleca się, aby w projekcie budowlanym przyjąć wariant generujący największą skale prac i najwyższe koszty ich realizacji. Stosownie do wyników uzyskiwanych przy ocenie odcinków odsłoniętych fundamentów konieczna będzie korekta idąca w kierunku ewentualnego uproszczenia prac.

  Najbardziej pracochłonnym rozwiązaniem jest wariant A, który można stosować przy fundamentach spękanych wykazujących brak zawartości struktury materiałowej. Ich obustronne obudowanie oczepami spowoduje zwiększenie nośności i sztywności ławy fundamentowej. W takim przypadku łączniki ze stali nierdzewnej winny być zrealizowane przelotowo przez istniejącą ławę i winny zapewnić pełną monolityzację oczepów z ława fundamentową. Wewnętrzny oczep może być przerwany w miejscach kolizji z fundamentami ścian prostopadłych (ścianki wydzielające prycze).

  W przypadkach, kiedy ze względów konserwatorskich bądź użytkowych wykonanie oczepu od strony wewnętrznej nie będzie możliwe wówczas już na etapie projektu budowlanego można rekomendować wariant C, jako wariant zapewniający ochronę oryginalnej posadzki. Jest to wariant charakteryzujący się mniejszą

skutecznością konstrukcyjną, ponieważ wzmocnienie jednostronnym oczepem spowoduje mimośrody w spływie obciążeń.

Zarówno w wariancie A jak również w wariancie C należy preferować prowadzenie rurek przez przekrój istniejącej lawy w układzie kozłowym lub mieszanym. Decyzja o zespoleniu rurek iniekcyjnych z przekrojem istniejącego fundamentu będzie zależna od wyników oceny stanu zachowania odsłoniętego fragmentu ławy fundamentowej i może być podejmowana tylko w trybie nadzoru autorskiego przez autora projektu lub przez doświadczonego wykonawcę.

W przypadku fundamentów wykazujących dobry stan zachowania przekroju a równocześnie wsparte na nich odcinki ścian nie wykazują oznak odkształceń spowodowanych nierównomiernym osiadaniem lub wysadzinami można zastosować wariant D jako najdalej idące uproszczenie technologii prac wzmacniających i zabezpieczających.

8.2. Wzmocnienie ścian ceglanych poprzez zabiegi prostowania oraz wklejanie taśm i mat z włókna węglowego lub prętów ze stali nierdzewnej

W badanym obiektach objętych programem badawczym zinwentaryzowano znaczną liczbę deformacji ścian w różnych kierunkach wraz ze zjawiskiem spękań, zarysowań oraz odspojeń murów ceglanych. W miejscach ubytków spoin zaprawy między warstwami cegieł, której nie towarzyszy zjawisko zarysowań lub spękań ściany należy uzupełnić przez spoinowanie materiałem, którego recepturę historyczną odtworzyła jednostka badawcza Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie w opracowaniu badawczym pt.”Identyfikacja i charakterystyka zapraw użytych w wybranych obiektach zlokalizowanych na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu”.

. W celu doboru optymalnej technologii naprawy zarysowanych i rozspojonych ścian murowanych wprowadzono umowną klasyfikację rys, jako kryterium sposobu ich naprawy:

- ROZWARTOŚĆ
  - Rysy o rozwartości 0,1 ÷ 0,2 mm można iniektować mikrocementem (ewentualnie po uzgodnieniu z konserwatorami można użyć systemowych mieszanek żywicznych)
  - Rysy o rozwartości 0,3 ÷ 5,0 mm można iniektować mikrocementami lub zaczynem cementowym z jasnego cementu CEM III
  - Rysy o rozwartości większej niż 5,0 mm (o przebiegu pionowym lub ukośnym) oprócz iniektowania zaczynem cementowym należy skotwić wklejanymi w spoiny taśmami z włókna węglowego lub prętami spiralnymi ϕ 8 ze stali nierdzewnej

Zastosowanie kotwień w postaci taśm z włókna węglowego lub prętów ze stali nierdzewnej należy wykonać szczególnie dla murów, w których zinwentaryzowano odspojenia od ścian prostopadłych pełniących funkcje stężeń lub nośnych filarów ceglanych. Przeprowadzone inwentaryzacje uszkodzeń na obiektach przedstawiono indywidualnie dla każdego baraku w formie dokumentacji rysunkowej obrazującej skalę i miejsca odspojeń. W takich przypadkach przed iniekcją i kotwieniem należy podjąć próbę zamknięcia rozpojeń

poprzez zabiegi prostowania ścian. Prostowanie ścian należy stosować we wszystkich przypadkach gdzie skala wychyleń w pionie przekracza 20mm.

Elementy murowe, które uległy zjawisku opisanych powyżej wysokich deformacji należy wpierw przywrócić do prawidłowej geometrii poprzez zabiegi budowlane polegające na „wypłaszczeniu ” i „wyprostowaniu” ścian, w których odchylenia od płaszczyzny pionowej przekraczają wymiar 20mm. Ściany szczytowe, w których zaobserwowano i udokumentowano największe odspojenia należy kotwić do filarków ceglanych za pomocą kotew spiralnych ze stali nierdzewnej. Występujące uszkodzenia winny być zniwelowane zgodnie z zalecaną technologią prostowania ścian, w przeciwnym wypadku w najbliższym czasie dla wielu obiektów może wystąpić konieczność zastosowania przypór tymczasowych. Stan zachowania ścian wielu obiektów objętych programem badawczym należy ocenić w kategoriach wysokiego prawdopodobieństwa awarii w następstwie utraty stateczności.

Proces prostowania ścian należy realizować bardzo ostrożnie według indywidualnie dobranej technologii przedstawionej w projekcie wykonawczym lub w trybie specjalistycznego nadzoru konstrukcyjnego na budowie. Dodatkowo należy przewidzieć taką możliwość, iż obecny stan techniczny zarysowanych i spękanych murów w niektórych przypadkach nie pozwoli na całkowitą likwidację deformacji i wychyleń ścian. W takim przypadku należy istniejące spoiny wypełnić iniekcyjnie i w trybie nadzoru odpowiednio zwiększyć ilość elementów kotwiących.

Wytyczne do procedury „prostowania” ścian wraz z zabezpieczeniem wewnętrznych wypraw tynkarskich:

- Przed przystąpieniem do procedury prostowania ścian należy wykonać prace związane z zabezpieczeniem więźby dachowej i ustabilizowaniem jej pracy. Zaleca się wykonanie konstrukcji podpierającej więźbę dachową, która pozwoli na jej odłączenie od korony ściany, na której jest wsparta. Próba prostowania ścian, na których spoczywa cały ciężar więźby dachowej byłby nieskuteczny i bardzo ryzykowny dla całego obiektu. Najprostszym sposobem jest pod windowanie elementów więźby o około 2-5 cm. Do tego celu nie jest konieczny demontaż pokrycia. Jeżeli w projekcie budowlanym założone będzie wymiana pokrycia to należy dachówkę zdemontować przed windowaniem więźby(podnoszeniem jej).
- Demontaż stolarki okiennej lub drzwiowej w zakresie całych skrzydeł, szprosów i ościeżnic.
- Demontaż drewnianych prycz więźniarskich lub innych elementów wyposażenia stykających się z murami, na których prowadzone są prace budowlane prostowania.
- W pierwszej kolejności należy wykonać obustronny ruszt usztywniający ze stali lub drewniany z podkładkami ze styropianu lub z pianki poliuretanowej. Możliwe jest zastosowanie, jako podkładek mat podłogowych lub filców. Schemat konstrukcji obustronnego rusztu załączono do opracowania.

- Po wykonaniu rusztu należy przeciwległe ścianki rusztu skręcić doprowadzając do przywrócenia płaszczyzny na powierzchni ściany a więc „wypłaszczeniu" ściany.
- Jako następny krok należy podjąć prostowania przy pomocy ściągów z regulacją naciągu śrubami na gwintowanych odcinkach ściągów lub prasami hydraulicznymi. Do zabiegu prostowania można stosować konstrukcje przypór wykonanie na etapie badań w Laboratorium Politechniki Krakowskiej.
- W czasie prostowania obserwować zachowanie się szczelin
- O zakresie generowanych obciążeń prostujących ścianę winien decydować autor projektu w trybie bezpośredniego nadzoru
- W przypadku obecności powłok tynkarskich na prostowanej ścianie należy decyzję o sposobie zabezpieczenia nawarstwień malarskich lub tynkowych powinien podjąć Zespół Konserwatorów przy udziale Zespołu Badawczego Akademii Sztuk Pięknych w Krakowie.
- Rozpojenia i szczeliny, jakie wystąpią po procesie prostowania należy iniektować zaczynem cementowo-wapiennym oraz kotwić przy pomocy taśm z włókna węglowego elementy stykające się na krawędzi rozspojenia w spoinie murarskiej.
- Wyprostowana ściana powinna zostać na całej powierzchni niezależnie od występujących spękań lub zarysowań zazbrojona, w co 3-5 spoinę poziomą taśmami z włókna węglowego o przekroju 20 ÷30 x 1,2 mm o współczynniku E≥ 150 GPa lub w przypadku lokalnych rozwarstwień prętami spiralnymi HELIFIX.

- USTABILIZOWANIE
  - Rysy wykazujące stały przyrost rozwartości w czasie procesu prostowania należy iniektować i kotwić po uprzednim usunięciu przyczyny odkształceń. Sposób rozwiązania zabezpieczeń winien być opracowany na bieżąco w ramach nadzoru i na podstawie wyników badań procesu prostowania ścian.
  - Rysy ustabilizowane (niepracujące – brak zmiany rozwartości rysy) można iniektować mikrocementami lub zaczynem cementowym w zależności od rozwartości rysy. W uzasadnionych przypadkach można zaniechać kotwienia rozpojonych partii ściany. Należy uwzględnić ogólna zasadę skuteczności scalania przez iniekcję cementowa. Można przyjąć, że iniekcja przywraca w miejscu scalenia około 30% wytrzymałości muru na rozciąganie. Zabieg iniekcji można uznać za wystarczające zabezpieczenie w przypadkach pęknięć niespowodowanych przemieszczeniami powodującymi rozciąganie.

Materiały do iniekcji powinny charakteryzować się niską lepkością, umożliwiającą wtłoczenie w bardzo wąskie szczeliny oraz związanie rys w obszarze ich zamykania się. Moduł sprężystości spoin iniekcyjnych powinien być zbliżony do modułu sprężystości naprawianego materiału, aby nie wystąpiły wtórne pęknięcia spowodowane kumulacją odkształceń. Wytrzymałość na ściskanie materiałów uzupełniających i spoiw iniekcyjnych

powinna być nie niższa niż naprawianego materiału, aby możliwe było uzyskanie połączeń zapewniających przywrócenie przestrzennej spójności konstrukcji. Materiały powinny charakteryzować się wysoką trwałością eksploatacyjną. Systematyka uszkodzeń wykazała, że w ścianach występują miejsca, w których zaobserwowano lokalne wysunięcia (wypchnięcia) wątków muru. Szczególnie dotyczy to miejsc, w których zamocowane są wtórne stalowe ściągi więźby dachowej w barakach kubaturowych mieszkalnych. Uszkodzone miejsca należy zabezpieczyć poprzez prostowanie gorsetami i dosuwanie elementów murowych względem siebie. W przypadku braku możliwości wykorzystania metody „prostowania" ze względów na zły stan cegły lub zaprawy należy opisane miejsce rozebrać i odtworzyć z cegieł historycznych. Lokalne ubytki cegły w murze również należy odtworzyć według wytycznych konserwatorskich z materiału o identycznych cechach estetycznych wytrzymałościowych i sprężystych.

UWAGI TECHNOLOGICZNE DO PROCEDURY PROSTOWANIA ŚCIANY I MONTAŻU TAŚM Z WŁÓKNA WĘGLOWEGO LUB PRĘTÓW ZE STALI NIERDZEWNEJ:

- Stalowy gorset służący do prostowania ścian należy wspierać na deskowaniu(deski o grubości 32mm - 50mm) ułożonym na istniejącym terenie. Nie zaleca się przeprowadzenia prób sztywnego mocowania gorsetu do podłoża. Zbyt sztywne połączenia mogłyby się przyczynić się do powstania nadmiernych naprężeń i niesterowalnych uszkodzeń ściany.
- Przedstawiony, przykładowy schemat gorsetu należy odpowiednio modyfikować względem istniejących warunków panujących wewnątrz obiektu. Elementami, które będą determinować przesunięcia lub modyfikacje gorsetu są występujące ściany działowe wewnętrzne oraz liczba okien lub drzwi. Zmiana geometryczna gorsetu jest dopuszczalna przy założeniu, iż rozstaw pomiędzy głównymi elementami podpierającymi nie będzie większy niż ten, który został przedstawiony w propozycji rysunkowej.
- Układ konstrukcji gorsetu (pochylenia pionowe lub poziome) muszą być zbieżne z występującymi deformacjami na ścianach ceglanych.
- Konstrukcja gorsetu stalowo-drewnianego służącego do prostowania ściany nie będzie kolidować z innymi elementami otoczenia obiektu. Wielkość a w szczególności kąt przypór, które służą do prostowania ściany poprzez gorset stalowo-drewniany jest uzależniony od wysokości prostowanych ścian, wielkości geometrycznych przekrojów stalowych oraz lokalnych warunków terenowych (w tym również ukształtowanie terenu)
- Procedura prostowania ściany może być realizowana poprzez dokręcanie śrub kluczem dynamometrycznym lub przy pomocy pras hydraulicznych. W przypadku długich ścian, metoda ręcznego dokręcania będzie wymagać znaczniej liczby pracowników wykonywujących proces dokręcania śrub w sposób skoordynowany prowadzący do równomiernego wyprostowania ściany.
- W miejscach osłabionych, szczególnie w przekrojach ścian gdzie wtórnie została wprowadzona pozioma izolacja w postaci papy wymagana będzie modyfikacja

konstrukcji zaproponowanego gorsetu. Rozwiązaniem zalecanym jest zastosowanie szerokiego elementu drewnianego (krawędziaka) przymocowanego w linii wprowadzonej uprzednio izolacji poziomej, który zabezpieczy ścianę przed niekontrolowanym przesunięciem fragmentów ściany względem siebie.

- Po osiągnięciu zadawalającego stanu to znaczy po ograniczeniu imprefekcji geometrycznych prostowanej ściany lub momentu, do którego proces prostowania można realizować, jako bezpieczny, należy wykonać wzmocnienie ściany poprzez wklejenie taśm z włókna węglowego na kleju mineralnym o przekroju 30 x 1,2 mm rozmieszczonych w rytmie, w co 3-5 spoiny poziome oraz prętów ze stali nierdzewnej. Po wykonaniu pełnego montażu taśm lub prętów ze stali nierdzewnej należy powoli zwalniać mocowanie gorsetu stalowo-drewnianego obserwując zachowanie ściany. Po usunięciu gorsetu stalowo-drewnianego należy wykonać uzupełnienie spoin pomiędzy cegłami materiałem dobranym według receptury opracowanej przez Akademię Górniczo-Hutniczą w Krakowie i zamieszczonej w opracowaniu pt" Identyfikacja i charakterystyka zapraw użytych w wybranych obiektach zlokalizowanych na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu"
- Wprowadzenie spiralnych prętów ze stali nierdzewnej lub taśmy należy wykonać jedynie od strony zewnętrznej. Nie przewiduje się obustronnego mocowania prętów lub taśm z włókna węglowego dla wykluczenia uszkodzeń wewnętrznej faktury ścian i tynków.
- Taśmy z włókna węglowego należy mocować na klejach mineralnych natomiast pręty ze stali nierdzewnej należy osadzać na zaprawie lub klejach żywicznych
- Układ ułożenia taśm z włókna węglowego lub prętów ze stali nierdzewnej winien być dobrany zależnie od zakresu zarysowania i pęknięcia ścian. Dopuszczalne jest zastosowanie ułożenia poziomego oraz skośnego. Rozwiązanie polegające na ukośnym przebiegu kotwienia możliwe jest jedynie przy zastosowaniu spiralnych prętów ze stali nierdzewnej. W przypadku wyboru taśm z włókna węglowego jedynym rozwiązaniem jest układ poziomy wzdłuż spoinowania.
- Po wykonaniu prostowania ścian, lecz przed zwolnieniem gorsetu prostującego należy wykonać kotwienie ścian prostopadłych względem siebie. Szczególnie dotyczy to narożników budynku. Metoda spinania narożników powinna polegać na wwierceniu bezudarowym spiralnych kotew ze stali nierdzewnej o średnicy 8 do 10mm na głębokość (długość) około 25cm poza linia rozspojenia. Kotwy powinny być wwiercane, co około 10-15cm.
- Do zamocowanych kotew można stosować kleje żywiczne lub mineralne. Wybór odpowiedniego materiału powinien być podyktowany wymaganiami technologicznymi oraz konserwatorskimi. W przypadku wyboru klejów żywicznych uzyska się szybszy proces wiązania kleju. Elementy mineralne wymagają dłuższego czasu wiązania i narastania wytrzymałości.
- W miejscach gdzie ściany osłonowe ceglane stykają się z filarami ceglanymi należy wykonać na pełną grubość elementu wklejanie kotew spiralnych ze stali nierdzewnej. Proces kotwienia należy wykonać rozmieszczając elementy kotwiące, co 30-40cm.

Zespół Badawczy PK rekomenduje zastosowanie metody prostowania ścian w dwóch wariantach:

- Wariant A – ściana szczytowa prostowana na całej wysokości. Zastosowanie elementów gorsetu do pełnej wysokości kalenicy. Jest to wariant podstawowy prostowania ścian szczytowych.
- Wariant B – ściana szczytowa prostowana do wysokości około 250cm nad poziomem terenu(poziom korony filarów ceglanych), po wykonaniu kontrolowanej rozbiórki ☼ a następnie odtworzenia części szczytowej. Ewentualna decyzja rozbiórki winna być poprzedzona wnioskami nadzoru autorskiego i decyzji komisji konserwatorskiej.

Proces prostowania ścian jest zabiegiem bardzo skomplikowanym ze względu na zróżnicowany stan techniczny całego muru, pojedynczych cegieł oraz spoin. W przypadku ścian podłużnych zagrożenia niekontrolowanym przesunięciu fragmentów ściany względem siebie jest znacznie mniejsze ze względu na jej niewielką wysokość. Ściany szczytowe z racji swojej smukłości wymagają znacznych nakładów pracy i kontroli podczas procesu prostowania. Zaproponowany Wariant „B" prostowania ścian pozwoli na ograniczenie ryzyka powstania niezamierzonych pęknięć lub niekontrolowanego przesunięcia fragmentu muru względem siebie. Ograniczenie wysokości ściany pozwoli również na ograniczenie kosztów realizacji samego procesu prac budowlanych. Przy obecnych metodach konserwatorskich i budowlanych odtworzenie muru w części górnej ściany(powyżej 250cm nad poziomem terenu) nie powinno stanowić problemu technologicznego ani konstrukcyjnego.

Przedstawione wytyczne i zasady ogólne wykonania wzmocnienia ścian poprzez prostowanie oraz wykonanie kotwień przy pomocy taśm z włókna węglowego lub prętów ze stali nierdzewnej powinny stanowić podstawę do obliczeń dla projektantów, którzy będą analizować obliczeniowo każdą formę zagrożenia bezpieczeństwa na etapie opracowywania projektu budowlanego. Dla stworzenia dokładniejszych założeń do prognozowania sił przy wstępnym wypłaszczeniu ściany gorsetem zaleca ***wykonanie*** badań praktycznych na modelach ścian.

8.3. Zabezpieczenie obiektów przed działaniem wód gruntowych lub opadowych

Zespół badawczy Politechniki Krakowskiej poprzez wykonanie uzupełniających badań geologicznych oraz inwentaryzacji stanu technicznego obiektów objętych projektem badawczym uznał, iż podstawą trwałości planowanych prac remontowych oraz zabezpieczających układ nośny obiektów jest ograniczenie oddziaływania wód gruntowych i opadowych na elementy budowlane baraków. Stwierdzony wysoki poziom wód gruntowych powoduje obniżenie parametrów nośności podłoża gruntowego, co wpływa na mniejszą stabilność elementów nośnych baraków. Istniejący problem z prawidłowym odprowadzeniem wód pochodzenia opadowego przyczynia się do degradacji wierzchnich warstw licowych cegły, wypraw tynkarskich wewnętrznych oraz elementów drewnianych wyposażenia obiektu(drzwi, okna).

Rekomendowanymi metodami zabezpieczenia obiektów kubaturowych nadziemnych takich jak baraki mieszkalne przed wpływem wód gruntowych i opadowych są:

- Wykonanie systemu drenarskiego dla WSZYSTKICH obiektów objętych projektem badawczym niezależnie czy są to obiekty wznoszące się ponad teren czy częściowo zagłębione.
- Wykonanie izolacji pionowej ceglanych ław fundamentowych lub fundamentów betonowych poprzez zastosowanie izolacji powłokowej lub procesu pokrywania powierzchni zewnętrznej ław fundamentowych dyspersyjnymi środkami izolacyjnymi(np. Superflex 10 lub Botazit)

Dla obiektów częściowo lub całkowicie zagłębionych zespół badawczy rekomenduje następujące metody zabezpieczenia:

- Wykonanie izolacji pionowej szczególnie rekomendowaną dla obiektów zagłębionych w terenie są iniekcje masy bentonitowej do poziomu fundamentów przy pomocy rurek stalowych o średnicy 1,5 cala. Rurki, którymi transportuje się zawiesiną bentonitową powinny być rozstawione, co 15cm zaraz przy zewnętrznej ścianie obiektu zagłębionego w terenie. Przedstawiona metoda wtłaczania pod ciśnieniem bentonitu pozwoli na stworzenie zewnętrznej bariery przeciwwodnej przy braku prac ziemnych związanych z odkopywaniem obiektu. Proces całkowitego odkopywania obiektów zagłębionych wiąże się z ingerencją w warstwy kulturowe nasypów a ponadto może przyczynić się do utraty stateczności i powstania nowych uszkodzeń, które mogą przyczynić się do awarii konstrukcji nośnej. Autorzy opracowania nie zalecają stosowania tej metody
- Możliwe jest również wykonanie izolacji w formie przepony kurtynowej dla obiektów zagłębionych częściowo lub całkowicie w terenie. Metoda kurtynowa polega na wprowadzeniu na pełną grubość ściany ceglanej za pośrednictwem pakerów samozamykających środka(Krzemianu). Przyjmuje się, iż na $1m^2$ fundamentu powinno wykonać się około od 8 do 12 otworów, przez które będzie wprowadzany krzemian.

Dla obiektów zagłębionych w terenie rekomendowana metoda „szlamowania" pionowej powierzchni fundamentu od wewnątrz pozwoli na ograniczenie lub całkowite odcięcie przenikania wody przez przegrodę do wnętrza obiektu. Nakładanie środków hydroizolacyjnych może być wykonywane poprzez nakładanie ręczne za pomocą pędzla(rekomendowana metoda) lub natryskowo poprzez dysze z pompy. Grubość warstwy środka hydroizolacyjnego wynosi około 2-3mm. Obecnie występującymi na rynku środkami do metody „szlamowania" są materiały firm: MAPEI, KOESTER Polska, HAHNE, REMMERS. ECOFAIRE. Środki do metod „szlamowania" mogą być dobrane w odpowiedniej kolorystyce wymaganej przez zespół konserwatorski. Powszechnie stosowane są materiały bezbarwne(impregnaty) lub barwne(szlamy cementowe lub bitumy)

Podstawową metodą kompleksowego zabezpieczenia WSZYSTKICH obiektów objętych programem badawczym jest wykonanie drenażu opaskowego, który winien być wykonany według następujących zaleceń:

a) Wykonanie drenażu opaskowego w odległości około 1,5 m od zewnętrznej krawędzi budynku na głębokości spodu fundamentów tj. około 1,0 m p.p.t z uformowaniem wierzchniej warstwy filtracyjnej z piasku z domieszką humusu umożliwiającego wegetację trawy.
b) Włączenie drenażu opaskowego do systemu drenarskiego i kanałów odwadniających całego kompleksu byłego obozu KL Auschwitz II-Birkenau.
c) Realizacja zadania drenażu opaskowego winna być prowadzona na podstawie szczegółowego projektu systemu odwodnienia
d) Opracowanie projektu budowlanego i wykonawczego branży hydrotechnicznej pozwoli określić precyzyjnie szerokości przewodów odprowadzających wodę gruntową, długości odcinków oraz ich spadków, studni pośrednich itp. W zakresie opracowania badawczego nie prowadzono analiz i szczegółowych wymagań dotyczących elementów odwodnienia, które powinny być opracowane w dokumentacji projektowej PB lub PW.

8.4. Wzmocnienie elementów drewnianych więźb dachowych

Przeprowadzone badania drewna przy użyciu rezystografu oporowego oraz analiza obliczeniowa więźb dachowych baraków mieszkalnych wskazują na konieczność przeprowadzenia prac zabezpieczających i wzmacniających elementy nośne. Podczas spotkań zespołów badawczych poświęconych omówieniu możliwych metod zabezpieczenia drewnianych więźb dachowych uwzględniono następujące rozwiązania:

- Wzmocnienie istniejących elementów poprzez zdublowanie obok pozostawionych istniejących elementów nośnych odpowiednio dobranych nowych elementów
- Wykonanie niezależnej stalowej konstrukcji szkieletowej podpierającej drewniany układ nośny. Konstrukcja winna być dobrana indywidualnie do każdego przypadku zagrożenia. Propozycję uformowania szkieletu stalowego załączono do opracowania w formie szkicu rysunkowego.
- Wzmacnianie wybranych elementów poprzez zastosowanie taśm z włókna węglowego w strefie rozciąganej.
- Wzmocnienie istniejących elementów przez wklejenie płaskowników z materiałów kompozytowych(włókna szklane) po ściskanej i rozciąganej strefie przekroju. Obecnie realizowane są badania warunkujące uzyskanie certyfikatów warunkujących stosowanie materiałów kompozytowych ze szklanego włókna.

Wybór metody wzmacniania elementów drewnianych poprzez wklejanie taśm węglowych lub płaskowników z materiałów kompozytowych opiera się na wykonaniu:

- Wybór elementów nadających się do prac wzmacniających. Określenie dopuszczenia elementu powinno być oparte na mapach skażenia biologicznego i mikrobiologicznego. Elementy drewniane, które znajdują się w zaawansowanym stadium korozji biologicznej lub mikrobiologicznej z ubytkami ponad 20% przekroju nie powinny być wzmacnianie, ze względu na znikome szanse uzyskania lepszych parametrów wytrzymałościowych. Ponadto osłabiona struktura drewna wyklucza możliwość skutecznego zespolenia wkładek wzmacniających.

- Demontaż pokrycia dachowego
- Mocowanie taśm w włókna węglowego lub płaskowników z materiałów kompozytowych w strefie rozciąganej przekroju poprzez wyfrezowanie szczeliny w elemencie, następnie wprowadzenie klejów systemowych i odpowiednie ułożenie taśmy z włókna węglowego. W przypadku płaskowników z materiałów kompozytowych należy je wklejać również w strefie ściskanej Proces może być wykonywany w dwóch wariantach. Pierwszy dotyczy demontażu krokwi i wykonania wzmocnienia na przygotowanym stanowisku na terenie PMAB. Drugi wariant zakłada wykonanie prac bezpośrednio na ustawionych elementach więźby dachowej. Wybór sposobu prac wykonawczych powinien być dokonany przez Wykonawcę przy akceptacji Zespołu Konserwatorskiego PMAB.
- Zaimpregnowanie elementów drewnianych środkami zabezpieczającymi przeciwko korozji biologicznej i mikrobiologicznej.
- Ponowne ułożenie pokrycia dachowego

Autorzy opracowania nie zalecają stosowania modyfikacji elementów drewnianych poprzez impregnację środkami żywicznymi. Drewniany przekrój nasączony żywicami wzmacniającymi zmienia wygląd zewnętrzny i znacznie zwiększa gęstość. Dodatkowym argumentem pozwalającym odrzucić istniejącą metodę wzmacniania struktury drewna jest stan jego struktury wewnętrznej. W większości przypadków drewniane elementy zawierają liczne pęknięcia lub otwory po korozji biologicznej(kanały i otwory drążone przez owady). Przedstawione wyniki badań rezystografem oporowym wskazują, iż większość elementów można zaklasyfikować, jako „drewno miękkie" lub „ drewno bardzo miękkie" ograniczające możliwość nasączania struktury drewna impregnatami żywicznymi

8.5. Wzmocnienie i zabezpieczenie kominów ceglanych

W raportach częściowych dla poszczególnych obiektów Zespół Badawczy Politechniki Krakowskiej wykazał, iż w niektórych obiektach występują znaczące wychylenia (odkształcenia) kominów ceglanych. Wartości maksymalnych (ekstremalnych) odkształceń podano w tablicy nr.1 niniejszego opracowania. Zalecaną i jedyną metodą likwidacji wychyleń kominów jest metoda prostowania zbliżona do opisanej metody przy prostowaniu ścian ceglanych osłonowych. Należy wykonać stelaż utrzymujący zarówno pełna powierzchnię boczną komina jak i jego krawędzie. W miejscach gdzie występują ubytki zapraw murarskich pomiędzy cegłami należy odtworzyć i uzupełnić materiał spoin.

Założeni technologiczne dla metody prostowania kominów:

- Wykonanie, co najmniej 4 punktów iniekcji dogęszczającej zbrojonej wokół fundamentu komina
- Zespawać profil ceowy, jako pierścień spinający komin z zakotwionymi prętami w wykonanej rurze iniekcyjnej zbrojonej. Ceownik powinien znajdować się poniżej posadzki, gdyż po wykonaniu niwelacji komina zostanie zasypany i nie będzie widoczny. Dopuszcza się również usunięcie elementów służących do niwelacji

komina. Zespawanie ceownika z rurą iniekcyjną zagłębioną w gruncie należy wykonać do środnika profilu stalowego.

- Wykonać gorset stalowy, o wymiarach przekrojów nie większych jak dla sposobu prostowania ścian
- Odeskować całą powierzchnię komina poprzez zastosowanie desek grubości minimum 22mm
- Deskowanie komina należy spiąć dodatkowo taśmami, co 50cm, aby podczas niwelacji wychylenia nie nastąpiło wyrwanie fragmentu ścianki ceglanej.
- Do wewnętrznej przestrzeni komina należy wprowadzić dobrany pod względem wielkości otworu, rurę(profil zamknięty) lub element drewniany. Alternatywnie można zastosować wtłoczenie pianobetonu lub poliuretanowej pianki niskorozprężnej do kanału kominowego. Alternatywna propozycja stosowania pianki poliuretanowej wiąże się jednak z działaniem nieodwracalnym, co stanowi uchybienia w stosunku do obowiązującej doktryny konserwatorskiej.
- Przed przystąpieniem do prostowania komina należy wykonać całkowite podcięcie komina od fundamentu po stronie rozciąganej. Dopiero po wykonaniu tej czynności można rozpocząć proces likwidacji wychyleń komina.
- Po wykonaniu likwidacji wychylenia komina należy ustabilizować jego dolną części poprzez iniektowanie zaczynem cementowym powstałej przestrzeni lub wprowadzić kliny ceramiczne albo betonowe.
- Ostatnią czynnością jest wyspoinowanie ubytków zapraw materiałem dobranym według receptury opracowanej przez Akademię Górniczo-Hutniczą w Krakowie, która określiła ich skład w opracowaniu raport pt. „***Identyfikacja i charakterystyka zapraw użytych w wybranych obiektach zlokalizowanych na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu***”.
- Istniejące lub powstałe pęknięcia komina należy zabezpieczyć poprzez wklejenie prętów spiralnych ze stali nierdzewnej o średnicy 6 mm lub 8mm a następnie wykonani spoinowania samego pęknięcia i uzupełnienie zapraw murarskich.

9. Analiza alternatywnych metod zabezpieczeń obiektów objętych projektem badawczym

9.1. Wewnętrzny szkielet stalowy

Udokumentowana w każdym z objętych badaniami obiektów ogromna skala uszkodzeń mechanicznych elementów nośnych oraz degradacja materiałowa wynikająca z korozji biologicznej i mikrobiologicznej wymaga zastosowania niestandardowych metod zabezpieczenia i ochrony. Jedną z propozycji zabezpieczenia baraków jest zastosowanie wewnętrznego szkieletu o konstrukcji stalowej. Układ podpierający (słupy oraz belki) wykonany byłby ze stali klasy S235. Układ szkieletu wewnętrznego musiałby być dostosowany do wewnętrznego układu danego obiektu (występowanie ścian wewnętrznych). Słupy konstrukcji stalowej należy posadowić na uprzednio wykonanych oczepach odpowiednio zaprojektowanego układu mikropali lub pali stalowych. Istnieje alternatywna

możliwość wykonania fundamentu pod konstrukcje stalową według załączonego rysunku nr. 28. Cała konstrukcja powinna być wykonana, jako układ z połączeniami śrubowymi. Proces spawania w połączeniach doczołowych lub pachwinowych nie powinien być stosowany na terenie PMA-B z uwagi na wysokie zagrożenie pożarowe. A ponadto wprowadzone wzmocnienia winny być demontowane. Pomimo dopuszczenia prac spawalniczych przez Państwową straż Pożarną, autorzy nie zalecają stosowania połączeń spawanych Docelowo układ szkieletowy samonośny powinien być wykonany dla podpierania ustroju nośnego więźby dachowej. Istnieje możliwość rozbudowania szkieletu stalowego w taki sposób, aby przeprowadzić prace polegające na okresowym mocowaniu (kotwieniu) wychylonych lub zdeformowanych ścian i kominów ceglanych. Zespół badawczy nie przewiduje konieczności wprowadzenia szkieletu stalowego równolegle z rekomendowanymi metodami wzmocnień opisanymi w niniejszym opracowaniu. Jest to, bowiem rozwiązanie ingerujące we wnętrze baraków. Wskazane byłoby może wykonanie takiego szkieletu, jako rodzaju próby. Pozytywną cecha szkieletu zaproponowanego przez autora raportu byłoby ograniczenie skali wzmocnień w stosunku do konstrukcji więźby i konstrukcji dachu.

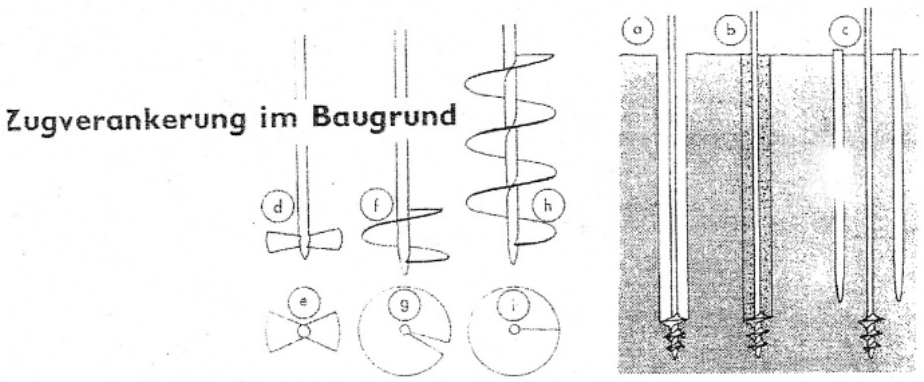
ZALETY I WADY PROPONOWANEGO ROZWIĄZANIA:

1. ***ZALETY:***

- Układ stalowy zapewniający całkowite zabezpieczenie obiektu a w szczególności elementów więźby dachowej. W wariancie rozbudowanego układu stalowego możliwe jest zabezpieczenie ścian osłonowych, ścian wewnętrznych, filarów ceglanych oraz kominów wewnętrznych.
- Brak konieczności rozwiązywania zagadnień zabezpieczenia głównych elementów pod względem nośności(wytrzymałości). Jedynym zagadnieniem była by ochrona przed korozją biologiczna i mikrobiologiczną.
- Wstawienie konstrukcji stalowej podpierającej jest zagadnieniem mniej skomplikowanym niż metody rekomendowane przez Zespół Badawczy PK a tym samym ekonomicznie tańszym.

2. ***WADY:***

- Proponowane rozwiązanie nie jest rekomendowane w świetle celu wykonywanych badań i analiz
- Utrudniony dostęp do zabezpieczonego w ten sposób obiektu na ciągach komunikacyjnych dla zwiedzających poprzez samo występowanie elementu. Najrozsądniejszym miejscem umiejscowienia głównych słupów stalowych wraz z fundamentami są główne trakty korytarzy pomiędzy zespołem prycz.
- W ramach opracowanego projektu budowlanego konstrukcji wsporczej należy przeprowadzić analizę konieczności częściowego demontażu pokrycia dachowego ze względu na potrzebę wprowadzenia do środka obiektu elementów wysyłkowych stanowiących części składowe zaprojektowanej konstrukcji zabezpieczającej.



Rys. 9. Przykłady zakotwienia cięgien w podłożu według [6].
a/ Samoczynnie zagłębiający się świder wprowadzany jest do gruntu.
b/ Urobek znajdujący się w nawierconym otworze zostaje uzupełniony i zagęszczony.
c/ Nośność kotwy może być zwiększona przy pomocy bocznych pali wbijanych
d/ Wiertnica
e/Rzut.
f/ Wiertło spiralne wykonane z taśmy stalowej.
g/ Rzut.
h/ Długie wiertło spiralne
i/ Rzut.

Rys. nr.28. Forma fundamentu tymczasowego pod przyporę gorsetu stalowego lub jako fundament wewnętrznej konstrukcji stalowej szkieletowej.

Dokładny kształt i układ geometryczny nośnego szkieletu stalowego powinien być zaprojektowany na etapie projektu budowlanego i wykonawczego(konstrukcja stalowa ze względów technologicznych wymaga wykonania projektu wykonawczego). Na etapie PROJEKTU BADAWCZEGO można jedynie rozważać sens zastosowania proponowanego rozwiązania konstrukcyjnego i schemat konstrukcji wzmacniającej, jako alternatywę dla sposobu zabezpieczeń opisanych powyżej

9.2. Kontrolowana rozbiórka i ponowne odtworzenie

Rozważana metoda „zabezpieczenia" obiektów na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau poprzez ich kontrolowaną rozbiórkę a następnie odtworzenie została odrzucona przez Zespół Badawczy Politechniki Krakowskiej, jako metoda niespełniająca wymagań doktryny konserwatorskiej oraz z uwagi na wyjątkowy i unikatowy charakter obozu koncentracyjnego Auschwitz-Birkenau. Alternatywne rozwiązanie zakładające rozbiórkę i odtworzenie byłoby teoretycznie pod względem technologicznym i konstrukcyjnym ***najprostszą oraz najtańszą metodą zabezpieczenia baraków.***

Realizacja przedstawionej metody wymaga odtworzenia obiektu bez powielania błędów wykonawczych z okresu powstawiania obozu w roku 1941 w odniesieniu do nośności elementów. Wśród błędów wykonawczych, które występują przy obiektach będących w zakresie Projektu Badawczego należy wyodrębnić następujące grupy:

9.2.1 Błędy wykonawcze, które należy powielić ze względu na unikatowy charakter obiektu i całego Obozu Zagłady:

a. Grubość ścian zewnętrznych
b. Rodzaj samego materiału – cegła dla ścian, dachówka cementowa, jako typ pokrycia, drewno nawet w formie żerdzi, jako rodzaj krokwi więźby dachowej
c. Układ geometryczny obiektu, ilość otworów okiennych i drzwiowych

9.2.2 Błędy wykonawcze, które należy uniknąć przy odtwarzaniu obiektu:

a. Klasa(Jakość) użytych materiałów budowlanych – cegła, beton, drewno, zaprawy murarskie w miejscach gdzie występuje konieczność zastosowania nowego elementu zastępczego.
b. Wielkość elementów nośnych, dotyczy to szczególnie wielkości przekrojów elementów drewnianej więźby dachowej.
c. Wykonanie ukrytego obwodowego wieńca uformowanego z materiałów kompozytowych w tym z włókna węglowego
d. Pełne przewiązanie ścian osłonowych z filarkami ceglanymi oraz wewnętrznymi ścianami baraku, które pełnią funkcję usztywnienia przez zbrojenie spoin prętami spiralnymi lub siatkami z włókna węglowego.
e. Wykonanie fundamentów wewnętrznych dla drewnianej konstrukcji więźby i dla ścian działowych między pryczami spełniających wymagania minimalnego poziomu zagłębienia
f. Wykonanie izolacji przeciwwodnych i przeciwwilgociowych(pionowe i poziome)
g. Wykonanie właściwej podbudowy posadzek gwarantującej stabilność odtwarzanych posadzek.

9.3. Alternatywne metody realizacji wzmocnienia fundamentów

Alternatywnymi sposobami wzmocnienia posadowienia byłoby ich podbicie, co najmniej 1,50 m poniżej poziomu istniejącego terenu. W przypadku baraków mieszkalnych o ścianach murowanych byłaby to metoda obarczona wysokim ryzykiem towarzyszących uszkodzeń. Przy bardzo niskiej sztywności przestrzennej ścian baraków należałoby podbijane odcinki fundamentów zabezpieczyć przy pomocy gorsetów stalowych zabezpieczających ściany oparte na podbijanym fundamencie. Zespół badawczy nie rekomenduje tej metody z uwagi na nieuniknione różnice osiadań towarzyszące podbijaniu. Pogłębiłoby to uszkodzenia i deformacje ścian.

Podobnie nie należy rekomendować podbijania przy użyciu technologii iniekcji strumieniowej. Uboczne skutki tej technologii stwarzałoby poważne zagrożenie dla oryginalnej substancji obiektów obozowych. Rekomendowane przez autorów programu badawczego metody zabezpieczeń uwzględniają stosowanie materiał, których trwałość jest na pewno wyższa niż trwałość oryginalnej struktury budowlanej obiektów PNAB. W odniesieniu

do wydzielonych umownie elementów budowlanych można zapewnić następujące oceny, co do trwałości rekomendowanych metod:

a/ W przypadku konstrukcji dachu i przekrycia trwałość będzie zależna od wybranej metody zabezpieczenia. Jeżeli zastosowana zostanie metoda wymiany elementów więźby na elementy o większej nośności to trwałość wymienionych elementów będzie porównywalna z drewnianymi elementami zachowanymi, jako oryginalne. Różnica około 70 lat okresu użytkowania tych elementów nie ma dużego znaczenia przy prawidłowo realizowanych pracach konserwacyjnych i konserwatorskich.

b/ W odniesieniu do ścian murowanych głównym materiałem zapewniającym zwiększenie sztywności i bezpieczeństwa ścian jest trwałość materiałów kompozytowych w tym włókna węglowego i klejów. Są to materiały charakteryzujące się bardzo wysoką trwałością i brak jest danych na temat skutków procesu starzenia tych materiałów. Właściwe stosowanie klejów, spiralnych prętów nierdzewnych oraz materiałów z włókna węglowego gwarantuje bardzo wysoką trwałość zastosowanych wzmocnień. Jest to trwałość znacznie przekrywająca trwałość elementów murowanych z cegły ceramicznej pełnej.

c/ Rekomendowana metoda wzmocnienia posadowienia baraków poobozowych metodą zbrojonej iniekcji dogęszczającej może być oceniana w zakresie trwałości z punktu widzenia trwałości różnych efektów takiego zabiegu. Efekt dogęszczenia gruntu jest efektem bardzo trwałym i niepodlegającym żadnym skutkom użytkowania obiektu. Jedynym elementem o ograniczonej trwałości będą ocynkowane rurki iniekcyjne, których rola w procesie wzmocnienia jest drugorzędna. Powłoka cynkowa chroni rurki przez okres, co najmniej 20 lat, ale należy uwzględnić fakt, że rurki będą otoczone kamieniem cementowym w formie płaszcza uformowanego w procesie iniekcji. Przy obecności takiego zabezpieczenia trwałość rurek można szacować, na co najmniej 50 lat. Ale nawet w przypadku ich korozji nie wystąpi wzrost zagrożenia wzmacniających fundamentów.

10. Podsumowanie i wnioski końcowe

Program zrealizowanych badań obejmujących między innymi oznaczenie cech wytrzymałościowych i fizycznych materiałów i elementów układów nośnych baraków mieszkalnych i budowli Muzeum Auschwitz-Birkenau zrealizowano pod kątem stworzenia danych wyjściowych do analiz obliczeniowych określających poziom bezpieczeństwa i stany użytkowności budynków i budowli objętych opracowaniem.

Ze względu na sposób budowy i zastosowane na etapie realizacji obozu materiały budowlane nie jest możliwa analiza poziomu bezpieczeństwa budynków i budowli stanowiących zabudowę Muzeum Auschwitz-Birkenau w oparciu o obowiązujące normy i standardy obowiązujące przy ocenie i klasyfikacji obiektów użyteczności publicznej. W rozważanym przypadku nie jest również możliwe stosowanie metod i standardów stosowanych przy ocenie obiektów objętych ochroną konserwatorską. W przypadku obiektów znajdujących się na terenie Muzeum Auschwitz-Birkenau wymagania związane z oceną oraz warunkami zachowania i ochrony istniejących obiektów narzucają konieczność

respektowania warunku zakładającego zachowanie pierwotnych rozwiązań i materiałów oraz pierwotnego wyglądu wraz z charakterystycznymi elementami wyposażenia, podkreślającymi nieludzkie warunki życia w obozie.

Równocześnie dla zapewnienia warunków bezpiecznego zwiedzania baraków i budowli obozu konieczne jest zapewnienie wymaganego poziomu bezpieczeństwa i rozwiązań zapewniających właściwą ochronę istniejącej substancji.

Na tle ustalonych w badaniach pierwotnych wad rozwiązań budowlanych oraz uszkodzeń, jakie narastały w okresie 70 lat istnienia zabudowy obozu zaistniała konieczność opracowania indywidualnie opracowanych metod wzmocnienia, konserwacji i zabezpieczenia obiektów poobozowych w sposób zapewniający zachowanie pierwotnej struktury i pierwotnego wyposażenia.

Do najtrudniejszych zadań należy zaliczyć:

- przywrócenie pierwotnej geometrii i pierwotnych cech zdeformowanych i spękanych ścian zewnętrznych w sposób zapewniający bezpieczeństwo dla zwiedzających z równoczesnym zachowaniem pierwotnej struktury tych ścian.
- zapewnienie wymaganego poziomu bezpieczeństwa i cech użytkowych dla ustrojów nośnych dachów i ich pokrycia.
- ochrona i zabezpieczenie takich elementów wyposażenia jak stolarka okienna i drzwiowa, kominy, prymitywny system ogrzewania, elementy wewnętrznego podziału i prycze dla więźniów,
- usunięcie wtórnych elementów zabezpieczających, które w wielu przypadków pogłębiły skalę uszkodzeń oryginalnej substancji budowlanej.
- stabilizacja posadowienia baraków mieszkalnych a szczególnie ochrona fundamentów i posadzek przed zjawiskami wysadzin, zapewnienie ochrony struktur murowych i elementów wyposażenia (ścianki działowe) przez zawilgoceniem podciąganym kapilarnie oraz przed zawilgoceniem generowanym przez porosty roślinne oraz mikroorganizmy.

W opracowaniu zaproponowano realizację prac zabezpieczających metodami opracowanymi indywidualnie i dostosowanymi do specyficznych wymagań w zakresie ochrony konserwatorskiej obiektów obozu.

Do grupy specjalnych metod opracowanych pod kątem potrzeb związanych z konserwacja i zabezpieczeniem obiektów Muzeum Auschwitz-Birkenau należy zaliczyć:

- opracowane na drodze badań zasady indywidualnych kryteriów nośności drewnianych elementów więźby dachowej i możliwości ich wzmocnienia metodami niepowodującymi zmiany wyglądu,
- zalecone do realizacji badania mające na celu praktyczne sprawdzenie technologii zdeformowanych i wychylonych ścian szczytowych i podłużnych wraz z instrukcją wykonawczą do praktycznej realizacji takich zabiegów
-metody wzmocnienia podłoża gruntowego i posadowienia budynków oparte na sprawdzonych w praktyce zabiegach nieujętych w literaturze przedmiotu a określanych, jako dogęszczająca iniekcja zbrojona.

Z uwagi na konieczność stosowania indywidualnych metod oceny i realizacji na etapie prac remontowo-konserwatorskich konieczny będzie ciągły nadzór specjalistyczny.

11. Spis rysunków oraz tablic

Rys. nr.1 Zdjęcie obozu Auschwitz II – Birkenau odcinka BI wg. mapy internetowej (Google Maps).
Rys.nr.2. Schemat badania(urządzenia) wytrzymałości na ściskanie muru, cegły i zaprawy
Rys.nr.3. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości na ściskanie cegły ceramicznej pobranej z obiektów obozowych. Liczebność próby n=112
Rys. nr.4. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości na ściskanie zaprawy pobranej z obiektów obozowych. Liczebność próby n=16
Rys. nr.5. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wartości Pult/dl określonej na walcowych próbkach murów o średnicy 100 mm pobranych z obiektów obozowych. Liczebność próby n=54
Rys. nr.6. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości muru określonej na próbkach o średnicy 100 mm pobranych z obiektów obozowych. Liczebność próby n=44
Rys. nr.7. Rozkład częstości wystąpienia w określonych przedziałach proporcji spoiwa i kruszywa w badanych zaprawach
Rys. nr.8. Zawartość siarczanów w badanych zaprawach
Rys.nr.9. Zawartość chlorków w badanych zaprawach
Rys. nr.10. Zawartość azotanów w badanych zaprawach
Rys. nr.11. Sumaryczna zawartość siarczanów, chlorków i azotanów w badanych zapraw
Rys.nr.12. Odczyn badanych zapraw
Rys.nr.13. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, gęstości betonu pobranego z fundamentów obiektów obozowych. Liczebność próby n=47
Rys.nr.14. Rozkład częstości wystąpienia, określonej przedziałami, wytrzymałości na ściskanie betonu pobranego z fundamentów obiektów obozowych. Liczebność próby n=47
Rys.nr.15. Gęstość cegieł ceramicznych
Rys.nr.16. Wytrzymałość na ściskanie cegieł ceramicznych
Rys.nr.17. Odczyn betonu i cegieł pobranego z fundamentów betonowych i murowanych
Rys.nr.18. Zawartość SO_4^{2-} w betonie wyrażona w % w stosunku do masy spoiwa
Rys.nr.19. Zawartość Cl^- w betonie wyrażona w % w stosunku do masy spoiwa
Rys.nr.20. Zawartość NO_3^- w betonie wyrażona w % w stosunku do masy spoiwa
Rys.nr.21. Sumaryczna zawartość SO_4^{2-},Cl^-, NO_3^- w cegle wyrażona w % w stosunku do masy próbki
Rys.nr.22. Iniekcja Grunty – Wariant A
Rys.nr.23. Iniekcja Gruntu – Wariant B
Rys.nr.24. Iniekcja Gruntu – Wariant C
Rys.nr.25. Schemat gorsetu do prostowania ściany
Rys.nr.26. Detal A połączenia
Rys.nr.27. Detal B połączenia
Rys.nr.28. Forma fundamentu tymczasowego pod przyporę gorsetu stalowego lub jako fundament wewnętrznej konstrukcji stalowej szkieletowej
Rys.nr.29. Schemat konstrukcji wewnętrznego szkieletu stalowego – przekrój poprzeczny
Rys.nr.30. Schemat konstrukcji wewnętrznego szkieletu stalowego – przekrój podłużny
Tablica nr.1. Zestawienie ekstremalnych wartości odkształceń ścian i kominów ceglanych. Wartości podano w [mm]
Tablica nr.2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie cegieł, zapraw i muru
Tablica nr.3. Porównanie wytrzymałości na ściskanie murów
Tablica nr.4. Charakterystyka badanych betonów pobranych z fundamentów
Tablica nr.5 Zestawienie wyników twardości drewna na podstawie badań RESI

Tablica nr.6. Zbiorcze zestawienie wyników badania
Tablica nr.7. Wyniki badania belki wzorcowej
Tablica nr.8 Wyniki badania krokwi z baraku B-123
Tablica nr.9 Wyniki badania krokwi z baraku B-124
Tablica nr.10 Zestawienie wskaźników nośności fundamentów
Tablica nr.11 Zestawienie wskaźników nośności elementów drewnianych

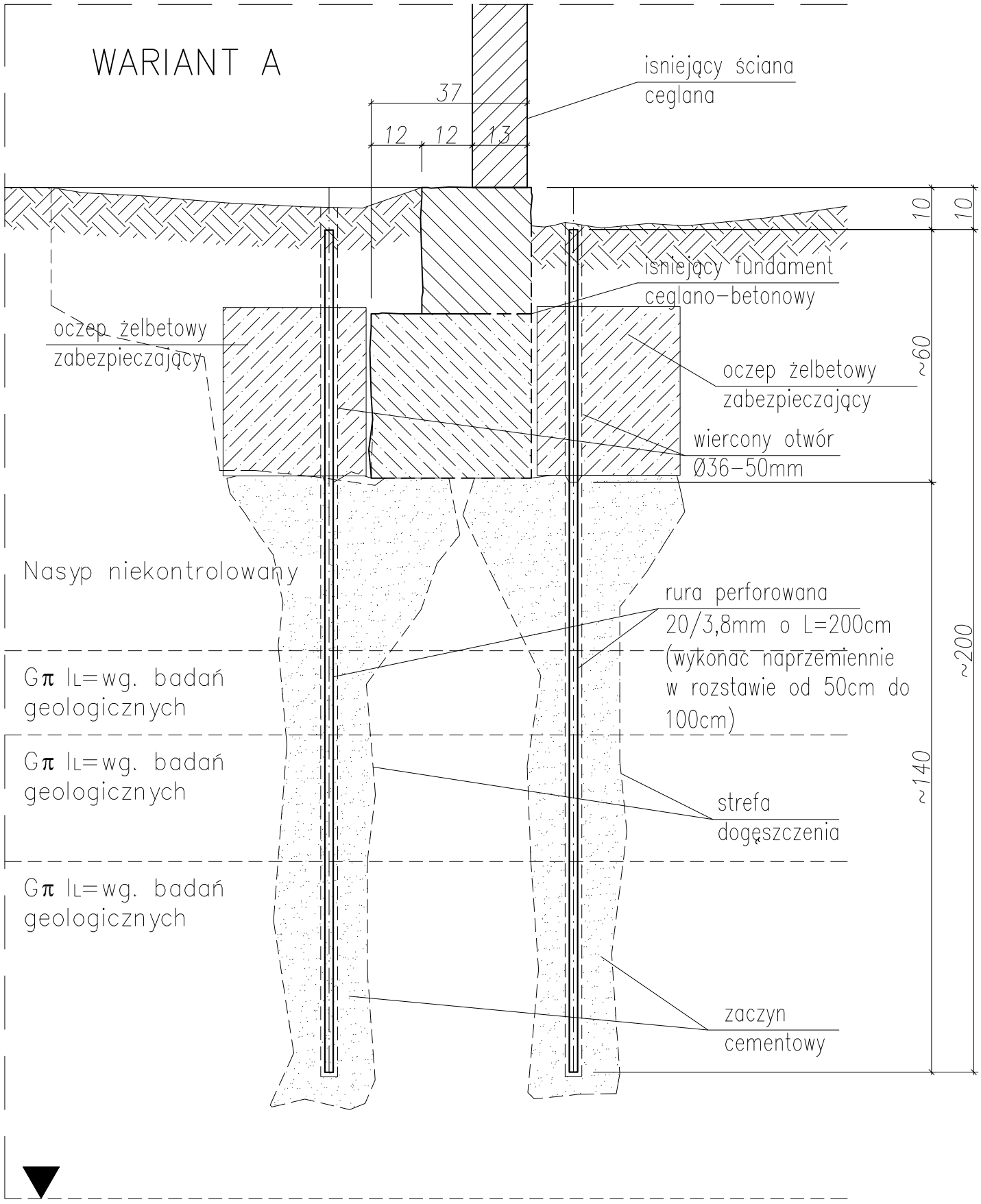
12. Słownik terminów obcych

a. ROBOT (Robot Structural Analysis) – Program do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych
b. RESI - Badania terenowe przeprowadzone na elementach drewnianych z pomocą rezystografu oporowego mierzącego opór pracy wiertła na grubości elementu.
c. GRUNTY ALUWIALNE - Grunty-osady powstające w procesie akumulacji płynących wód. W górach głównie to są żwiry a na terenach równinnych piaski i drobniejsze frakcje.
d. SKANING LASEROWY – technologia pozyskiwania informacji o kształcie obiektu. Jego ideę można sprowadzić do zasady laserowego pomiaru odległości z punktu o określonych współrzędnych przestrzennych do badanych punktów i wyznaczeniu ich położenia w przyjętym układzie przestrzennych współrzędnych biegunowych. Ze względu na odpowiednio dużą liczbę punktów pomiarowych, dla których stosowane jest określenie "chmura punktów", uzyskuje się quasi-ciągłą, przestrzenną reprezentację powierzchni badanego obiektu.
e. WSKAŹNIK WYTĘŻENIA – Procentowe określenie wykorzystania rezerwy nośności analizowanego przekroju poprzecznego elementu. Po przekroczeniu wartości wynoszącej 100% może dojść do uszkodzenia przekroju danego elementu nośnego.

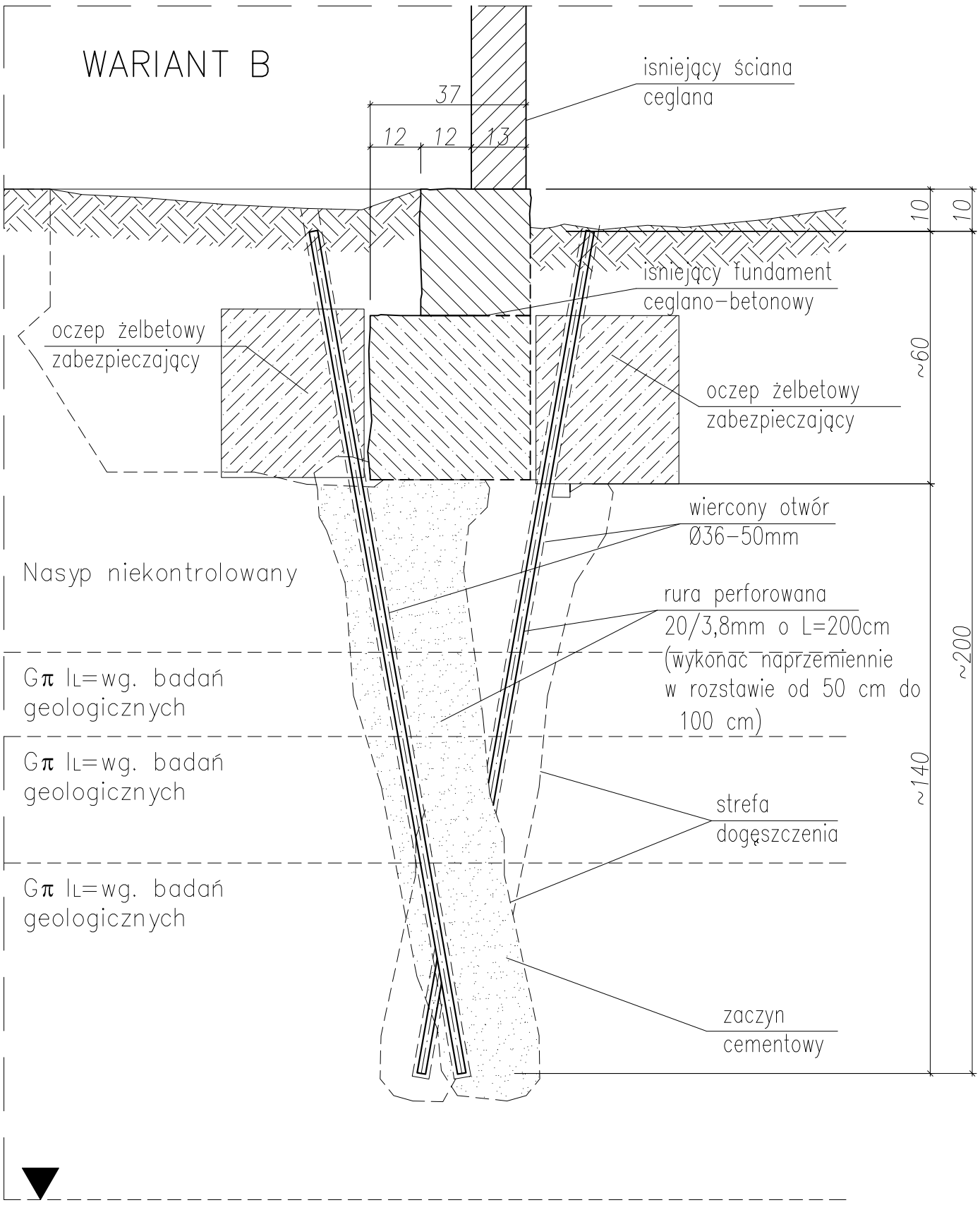
13. Wykaz Raportów Częściowych

a. Barak Mieszkalny B-123
b. Barak Mieszkalny B-124
c. Kuchnia B-91
d. Wieża Wartownicza B-8
e. Wieżą Wartownicza B-10
f. Wolnostojący komin B-111
g. Barak Mieszkalny B-113
h. Fragment ściany po baraku B-146
i. Schron Przeciwlotniczy B-398
j. Barak mieszkalny B-114
k. Barak mieszkalny B-115
l. Zbiornik przeciwpożarowy B-148
m. Zraszacz B-150/5
n. Zbiornik imhoffa B-150/6
o. Oczyszczalnik ścieków B-150/8
p. Szambo B-467
q. Barak Mieszkalny B-67

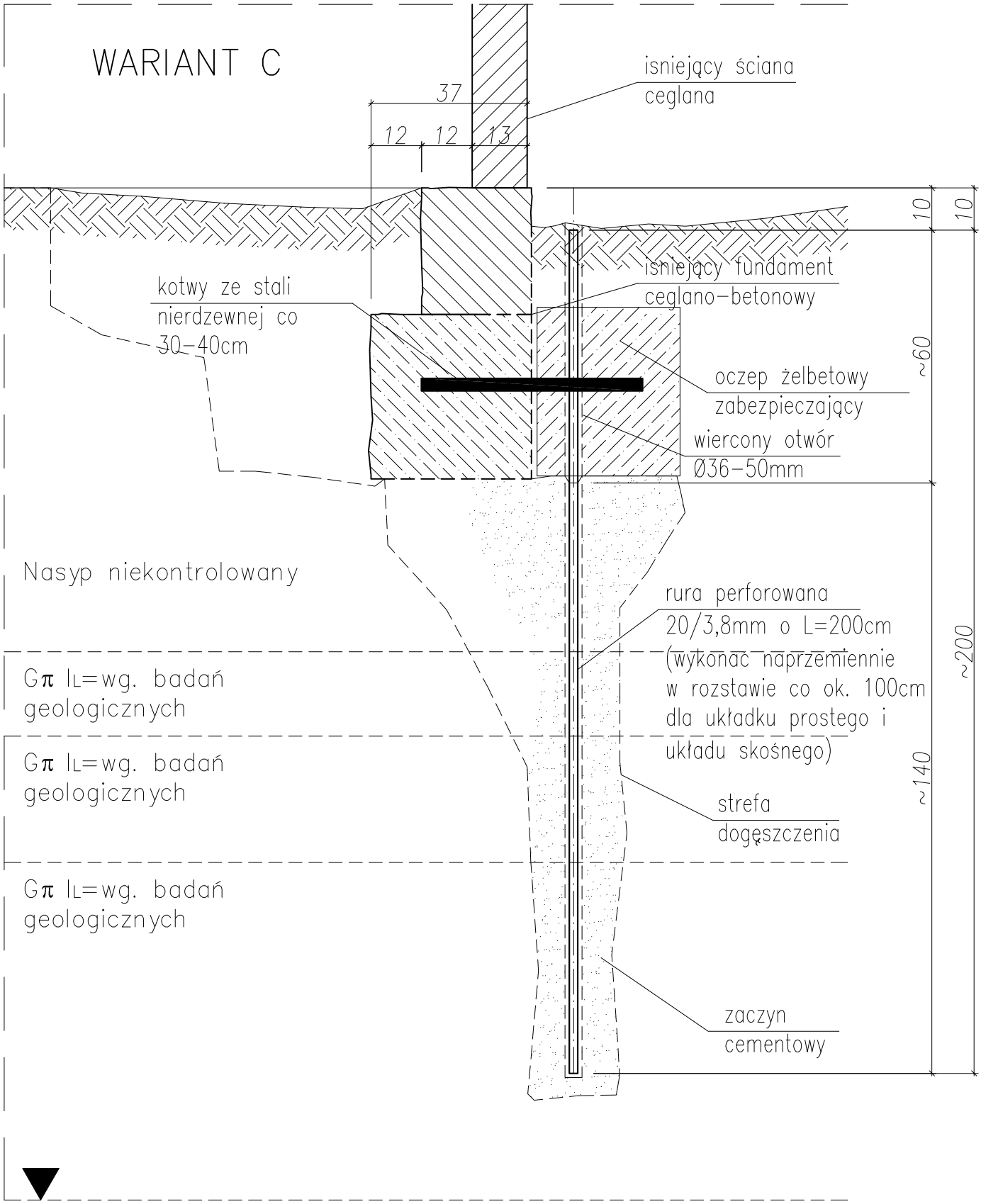
r. Barak Mieszkalny B-71
s. Barak Mieszkalny B-79
t. Łaźnia B-112
u. Umywalnia z latryną B-140
v. Latryna B-141
w. Umywalnia B-142
x. Effektenkammer B-145
y. Przepompownia ścieków B-149



Rys.nr.22 Iniekcja Gruntu Wariant A



Rys.nr.23 Iniekcja Gruntu Wariant B



Rys.nr.24 Iniekcja Gruntu Wariant C

Rys. nr.25

STAL ST3SX
DREWNO C24
ŚRUBY M12 KL.4.8

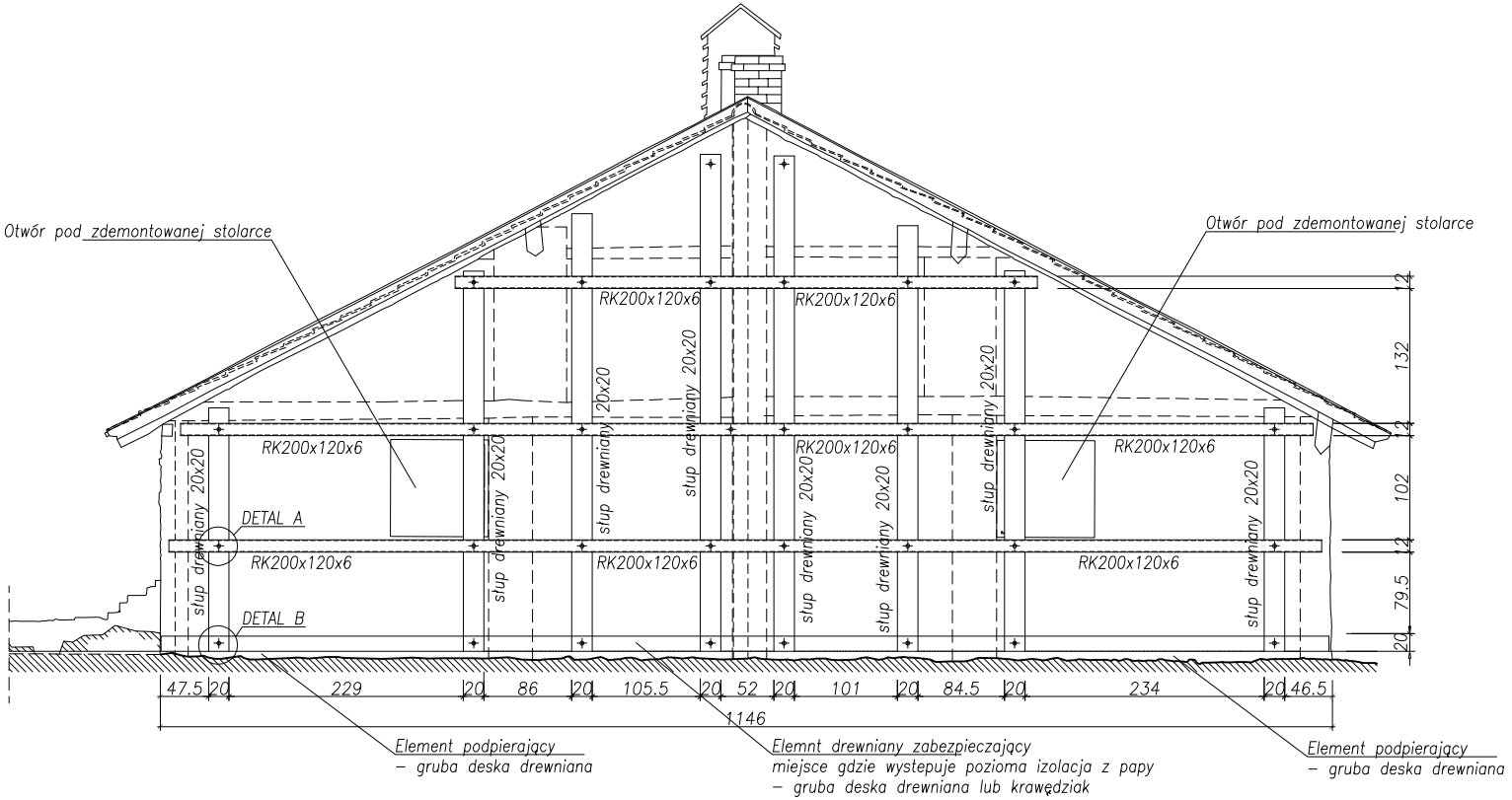
BARAK B–124

DATA	INDEX	ZMIANA

UWAGA !

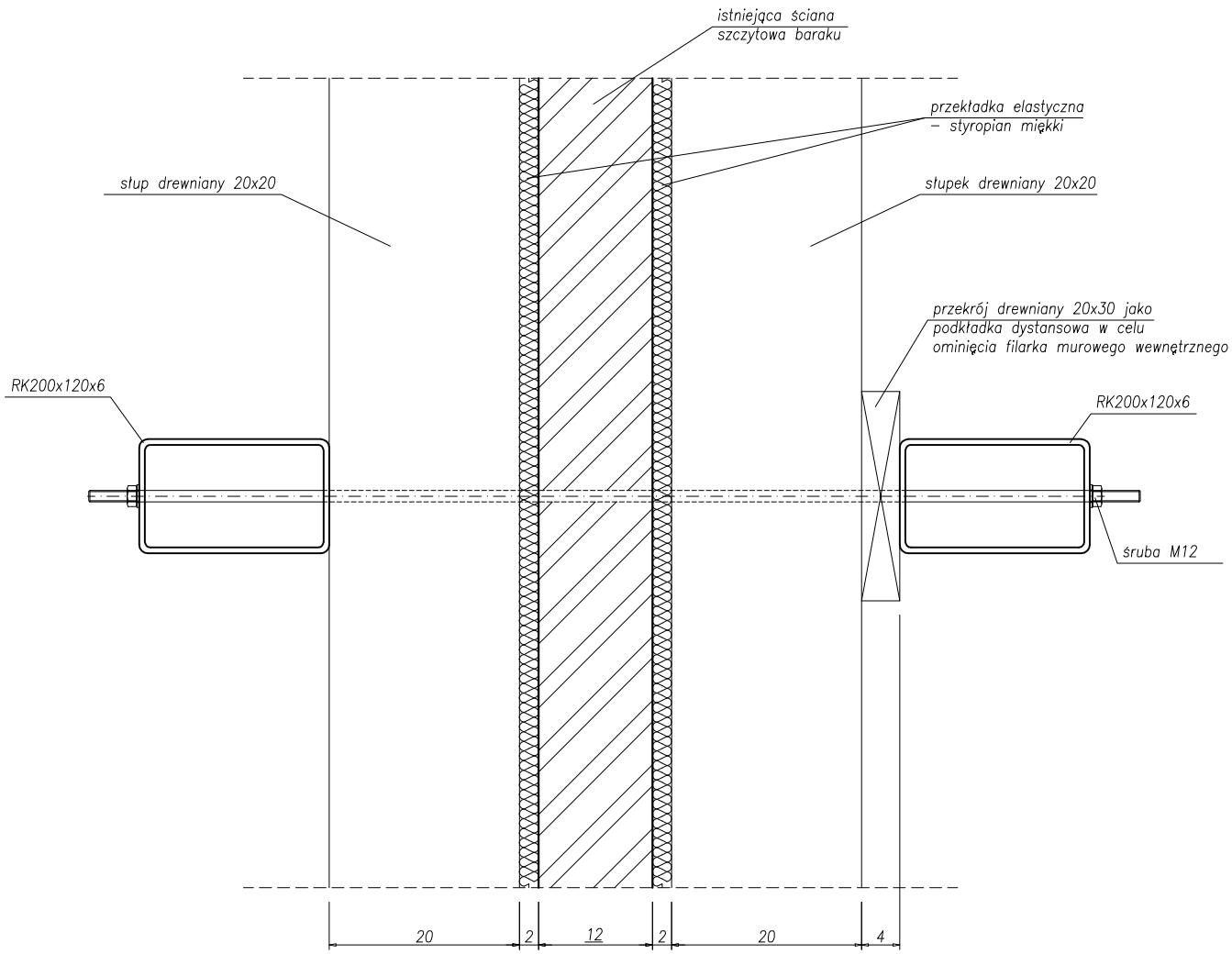
1. Wszystkie wymiary i wielkości zweryfikować na budowie;
2. Wszystkie zmiany uzgodnić z Projektantem;
3. Dodatkowe punkty skotwienia przelotowego ustalić stosownie do lokalnych deformacji powierzchni ściany;
4. Plan rozmieszczenia elementów rusztu po stronie wewnętrznej odwzorowanie pokazane na zewnątrz

B–124 ELEWACJA ZACHODNIA



PRZEKRÓJ PIONOWY POŁĄCZENIA – DETAL A

skala 1:5



Rys.nr.26

STAL ST3SX
DREWNO C24
ŚRUBY M12 KL.4.8

BARAK B–124

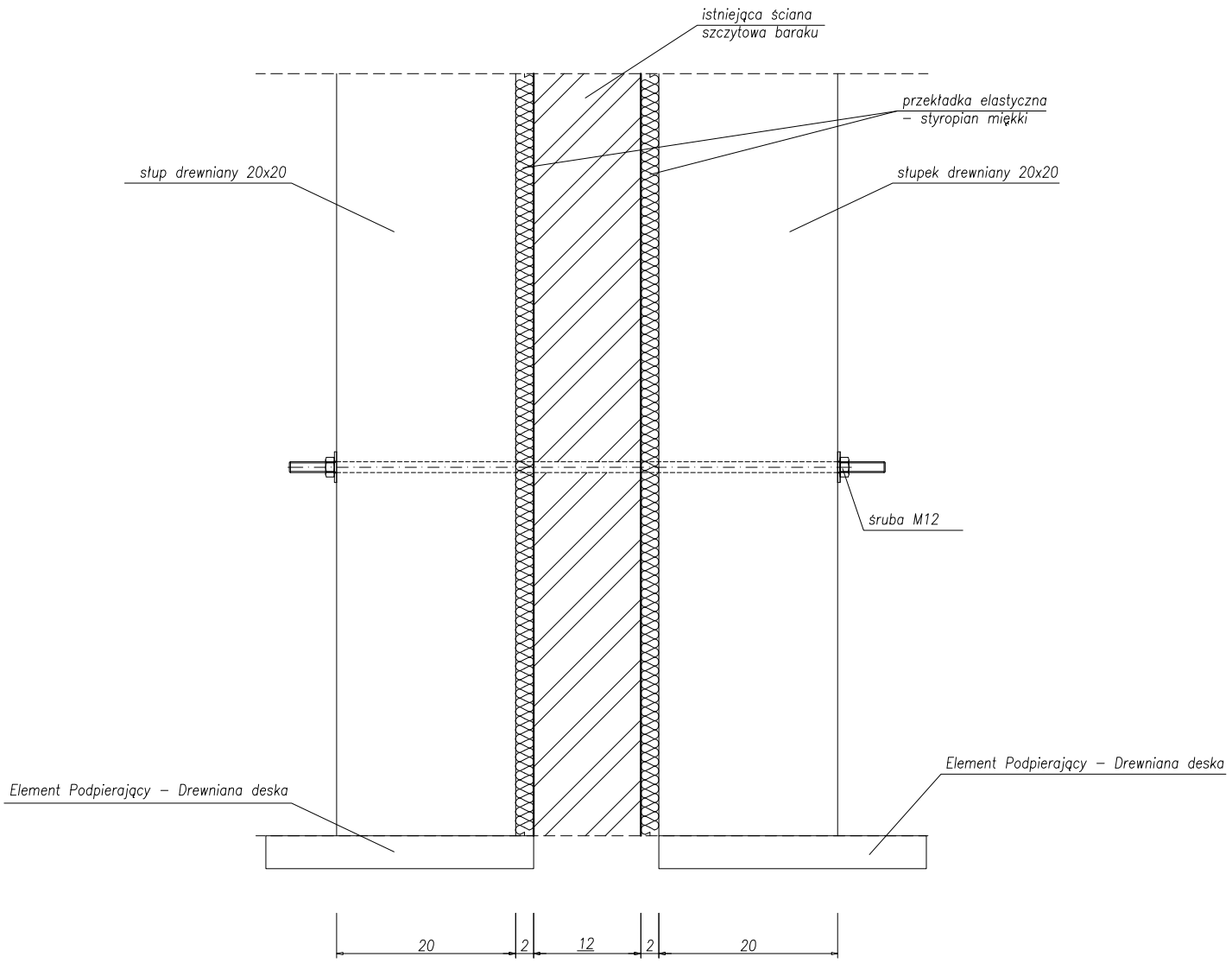
DATA	INDEX	ZMIANA

UWAGA !

1. Wszystkie wymiary i wielkości zweryfikować na budowie;
2. Wszystkie zmiany uzgodnić z Projektantem;
3. Dodatkowe punkty skotwienia przelotowego ustalić stosownie do lokalnych deformacji powierzchni ściany;
4. Plan rozmieszczenia elementów rusztu po stronie wewnętrznej odwzorowanie pokazane na zewnątrz

PRZEKRÓJ PIONOWY POŁĄCZENIA – DETAL B

skala 1:5



Rys. nr.27

STAL ST3SX
DREWNO C24
ŚRUBY M12 KL.4.8

BARAK B–124

DATA	INDEX	ZMIANA

UWAGA !

1. Wszystkie wymiary i wielkości zweryfikować na budowie;
2. Wszystkie zmiany uzgodnić z Projektantem;
3. Dodatkowe punkty skotwienia przelotowego ustalić stosownie do lokalnych deformacji powierzchni ściany;
4. Plan rozmieszczenia elementów rusztu po stronie wewnętrznej odwzorowanie pokazane na zewnątrz

Rys. nr.29

STAL ST3SX
DREWNO C24
ŚRUBY M12 KL.4.8

BARAK B–123

DATA	INDEX	ZMIANA

UWAGA !

1.Wszystkie wymiary i wielkości zweryfikować na budowie;

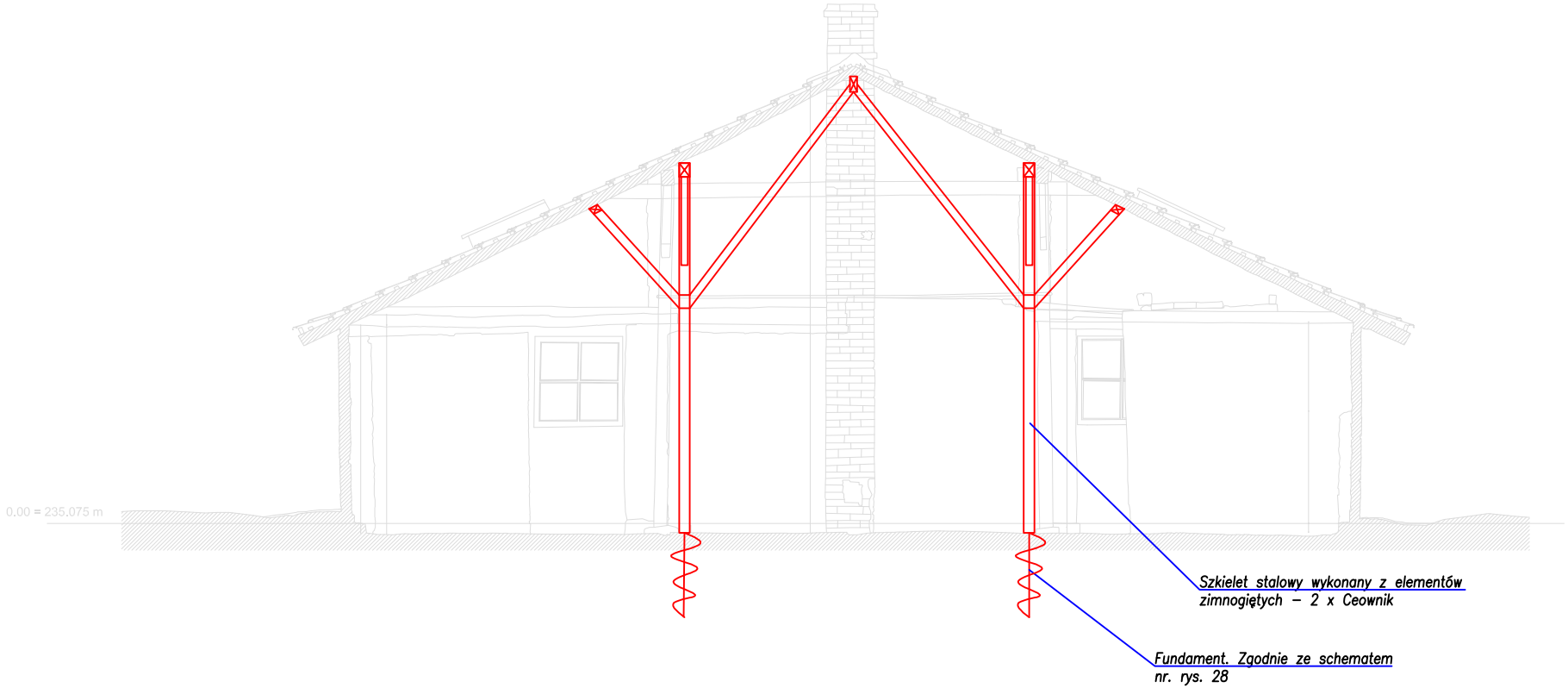
2.Wszystkie zmiany uzgodnić z Projektantem;

3.Dodatkowe punkty skotwienia przelotowego ustalić stosownie do lokalnych deformacji powierzchni ściany;

4.Plan rozmieszczenia elementów rusztu po stronie wewnętrznej odwzorowanie pokazane na zewnątrz

B–123 PRZEKRÓJ POPRZECZNY

SCHEMAT KONSTRUKCJI WEWNĘTRZNEGO SZKIELETU STALOWEGO



Rys. nr.30

STAL ST3SX
DREWNO C24
ŚRUBY M12 KL.4.8

BARAK B–123

DATA	INDEX	ZMIANA

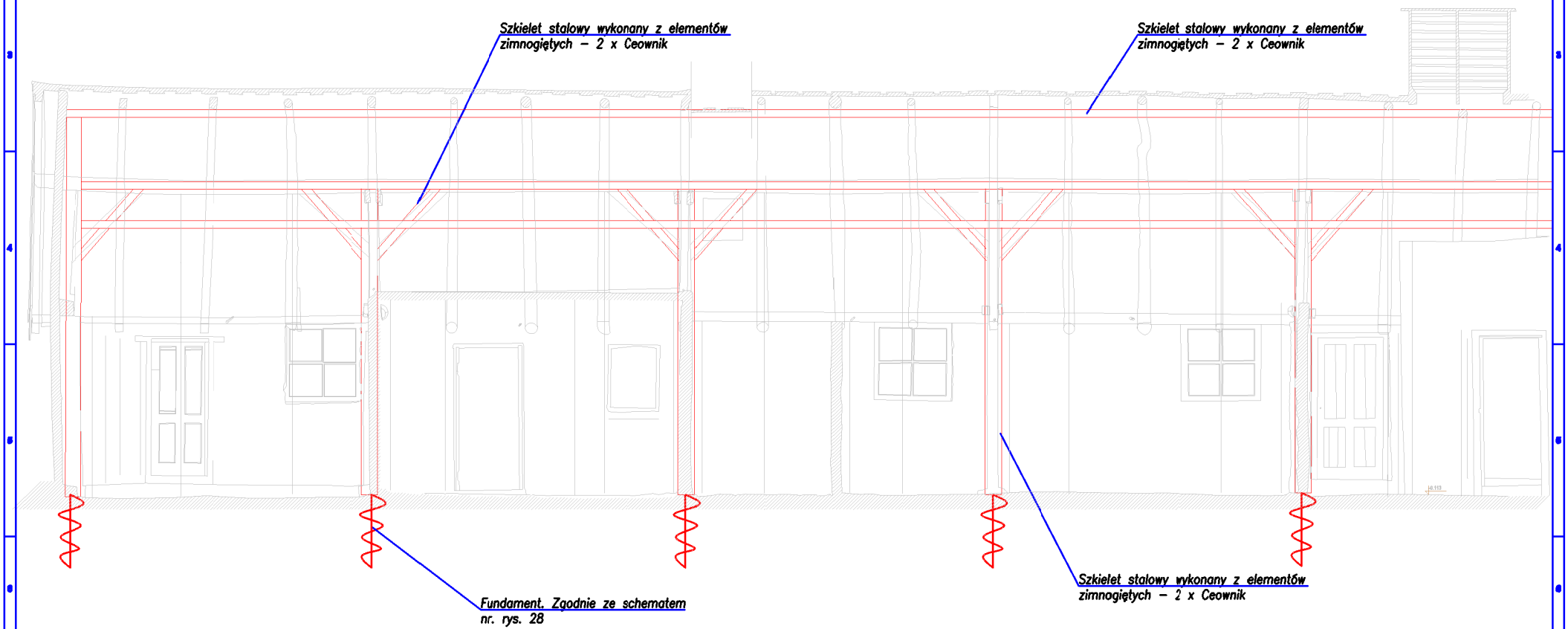
UWAGA !

1.Wszystkie wymiary i wielkości zweryfikować na budowie;

2.Wszystkie zmiany uzgodnić z Projektantem;

3.Dodatkowe punkty skotwienia przełotowego ustalić stosownie do lokalnych deformacji powierzchni ściany;

4.Plan rozmieszczenia elementów rusztu po stronie wewnętrznej odwzorowanie pokazane na zewnątrz

B–123 PRZEKRÓJ PODŁUŻNY

SCHEMAT KONSTRUKCJI WEWNĘTRZNEGO SZKIELETU STALOWEGO