

Wydział Budownictwa

Katedra Konstrukcji Budowlanych

Dyscyplina: Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport

ROZPRAWA DOKTORSKA

„Analiza rektyfikacji odkształconych ścian baraków znajdujących się
na terenie dawnego KL Auschwitz II Birkenau”

Mgr inż. **Łukasz Szoblik**

Promotor:

Prof. dr hab. inż. **Krzysztof Gromysz**

Opiekun pomocniczy z Muzeum:

Mgr inż. **Zofia Drabczyk**

Historia nie kończy się wraz z teraźniejszością. Trwa nadal, zmieniając się bez ograniczeń w wieczność. Różnica polega jedynie na tym, że historyk nie towarzyszy jej w tej podróży – jego podróż, choć fascynująca, musi zakończyć się w teraźniejszości. Ale nie całkowicie. Tak jak w teraźniejszości jest wiele przeszłości, tak samo w przyszłości będzie wiele teraźniejszości, a także wiele innych rzeczy, które staną się widoczne dopiero z upływem czasu. Dopiero wraz z upływem czasu zostanie to w pełni dostrzeżone.

John Kenneth Galbraith

Pragnę wyrazić moją głęboką wdzięczność Promotorowi, Panu Profesorowi **Krzysztofowi Gromyszowi**, za nieocenione wsparcie, inspirujące wskazówki oraz cierpliwość w trakcie całego procesu powstawania niniejszej rozprawy doktorskiej. Jego wiedza, doświadczenie i zaangażowanie były dla mnie nie tylko źródłem cennych wskazówek merytorycznych, ale także motywacją do dalszej pracy naukowej.

Szczególne podziękowania kieruję również do mojego Opiekuna z Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu, Koleżanki **Zofii Drabczyk**, za okazaną życzliwość, zrozumienie i pomoc w realizacji zadań w ramach doktoratu wdrożeniowego. Dzięki możliwości współpracy z Muzeum mogłem połączyć refleksję teoretyczną z praktyką, co było niezwykle cennym doświadczeniem.

Z całego serca dziękuję także mojej **Rodzinie** za nieustanne wsparcie, cierpliwość i wiarę we mnie. Wasza obecność i zrozumienie pozwalały mi wytrwać w chwilach trudności i dodawały siły do dalszej pracy.

Na końcu, ale nie mniej ważne, kieruję podziękowania do moich **Bliskich i Przyjaciół**, którzy swoją obecnością, dobrym słowem i wsparciem emocjonalnym towarzyszyli mi w trakcie pisania tej historii - rozprawy. Dzięki Wam droga do ukończenia doktoratu była pełna nie tylko wyzwań, lecz także satysfakcji i radości.

Magdzie

Agatce

Jerzemu

Spis treści

Spis podstawowych oznaczeń	6
1 Cel i zakres pracy	8
1.1 Wprowadzenie	8
1.2 Cel pracy	10
1.3 Zakres pracy	10
2 Wybrane zagadnienia historyczne dotyczące murowanych baraków zlokalizowanych na terenie byłego obozu KL Auschwitz II Birkenau.....	14
2.1 Powstanie i funkcjonowanie obozu.....	14
2.2 Powstanie i eksploatacja baraków murowanych do czasu powołania Muzeum.....	18
2.3 Baraki murowane w latach 1947-2015.....	21
2.4 Wdrożenie kompleksowej konserwacji baraków murowanych.....	23
2.4.1 Projekt dotyczący baraków B-123 i B-124.....	26
2.4.2 Projekt dotyczący baraków B-138 i B-139.....	27
3 Naprawy uszkodzonych zabytkowych obiektów o murowanej konstrukcji nośnej.....	29
3.1 Fundamenty.....	29
3.2 Posadzki.....	31
3.3 Dachy i poszycia dachowe.....	32
3.4 Ściany	34
3.5 Rektyfikacje budowli i ich elementów	36
3.5.1 Przyczyny wychyleń.....	36
3.5.2 Metody rektyfikacji	37
4 Fundamenty w barakach murowanych na odcinku BI w dawnym KL Auschwitz II Birkenau	41
4.1 Charakterystyka podłoża gruntowego i fundamentów	41
4.2 Uszkodzenia fundamentów	47
4.3 Fundamenty do czasu powołania muzeum w 1947 r.	48
4.4 Doraźne naprawy fundamentów w latach 1947-2015	51
4.5 Wdrożenie kompleksowej konserwacji w zakresie fundamentów.....	57
4.5.1 Podbicie fundamentów	61
4.5.2 Prace towarzyszące	73

5	Posadzki	79
5.1	Charakterystyka posadzek	79
5.2	Uszkodzenia posadzek.....	84
5.3	Posadzki do czasu powołania muzeum w 1947 r.....	85
5.4	Doraźne naprawy posadzek w latach 1947-2015.....	88
5.5	Wdrożenie kompleksowej konserwacji w zakresie posadzek	89
6	Dachy i poszycia.....	93
6.1	Charakterystyka dachów	93
6.2	Uszkodzenia dachów.....	100
6.3	Dachy do czasu powołania muzeum w 1947 r.....	102
6.4	Doraźne naprawy dachów w latach 1947-2015	102
6.5	Wdrożenie kompleksowej naprawy dachów	104
7	Ściany.....	111
7.1	Charakterystyka ścian	111
7.2	Uszkodzenia ścian	111
7.3	Ściany do czasu powołania muzeum w 1947 r.	120
7.4	Doraźne naprawy ścian w latach 1947-2015	121
7.5	Wdrożenie kompleksowej konserwacji w zakresie ścian	128
7.5.1	Informacje podstawowe.....	128
7.5.2	Stabilizacja ścian przez konstrukcje wbudowane na zewnątrz ścian.....	129
7.5.3	Rektyfikacja ścian	139
7.5.3.1	Rektyfikacja zachodniej ściany szczytowej baraku B-138.....	140
7.5.3.2	Rektyfikacji wschodniej ściany szczytowej baraku B-115	144
7.5.3.3	Rektyfikacja północnej podłużnej ściany baraku B-138	148
7.5.4	Stabilizacja przez elementy wbudowane wewnątrz ścian	150
8	Analiza parametryczna modelu rektyfikowanego układu.....	157
8.1	Dyskretny model rektyfikowanego układu.....	157
8.2	Charakterystyka fragmentu ściany	166
8.2.1	Laboratoryjne badania fragmentu ściany	167
8.2.2	Analiza obliczeniowa fragmentu ściany.....	180
8.3	Charakterystyka podnośników	185
8.4	Analiza obliczeniowa modelu MES rektyfikowanego układu.....	189
8.4.1	Charakterystyki geometryczne modelu ściany	190
8.4.2	Charakterystyki mechaniczne modelu muru.....	192

8.4.3	Charakterystyki modelu dyskretnego wyznaczone na podstawie modelu MES 200	
9	Badania rektyfikowanej ściany w warunkach in situ	211
9.1	Technika badawcza	213
9.2	Program i wyniki badań.....	216
9.3	Charakterystyki modelu dyskretnego wyznaczone na podstawie badań in situ	223
9.4	Porównanie wyników badań in situ z wynikami obliczeń.....	233
10	Podsumowanie.....	235
10.1	Stan baraków	235
10.2	Wdrożenie remontu towarzyszącego rektyfikacji ścian.....	236
10.3	Analiza rektyfikacji ścian.....	237
10.4	Wytyczne dotyczące rektyfikacji ścian.....	238
10.5	Wniosek końcowy.....	240
	Literatura.....	241
	Streszczenie rozprawy doktorskiej.....	251
	Summary of doctoral dissertation	252

Spis podstawowych oznaczeń

E	moduł sprężystości
f_{fra}	macierz kształtów przemieszczeń konstrukcji oporowej
$f_{fra,i,j}$	przemieszczenie konstrukcji oporowej w punkcie i wywołane jednostkowym wymuszeniem j -tym podnośnikiem (element macierzy kształtów przemieszczeń konstrukcji oporowej)
$f_{fra-mean,j,j}$	średnia wartość strzałek z n kształtów przemieszczeń konstrukcji oporowej (średnia wartość elementów $f_{fra,j,j}$ macierzy kształtów przemieszczeń konstrukcji oporowej)
f_{jack}	macierz kształtów zmian długości podnośników
$f_{jack,i,j}$	zmiana długości i -tego podnośnika wywołana jednostkowym wymuszeniem j -tym podnośnikiem (element macierzy kształtów zmian długości podnośnika)
f_{wall}	macierz kształtów przemieszczeń ściany
$f_{wall,i,j}$	przemieszczenie ściany w punkcie i wywołane jednostkowym wymuszeniem j -tym podnośnikiem (element macierzy kształtów przemieszczeń ściany)
$f_{wall-mean,j,j}$	średnia wartość strzałki z n kształtów przemieszczeń ściany (średnia wartość elementów $f_{wall,j,j}$ macierzy kształtów przemieszczeń ściany)
F	wartość obciążenia pionowego, obciążenie w płaszczyźnie ściany
$\mathbf{k}$	macierz sztywności układu rektyfikowanego
$k_{i,j}$	element macierzy sztywności układu rektyfikowanego
k_{jack}	sztywność podnośnika
l_0	długość podnośnika z osprzętem; odległość powierzchni ściany od konstrukcji oporowej
l_{jack}	długość podnośnika bez osprzętu
$\Delta l_{jack,i,j}$	zmiana długości podnośnika wbudowanego w punkcie i wywołana wymuszeniem kinematycznym j -tym podnośnikiem
$N_{jack-el}$	wewnętrzna siła sprężysta w podnośniku
$N_{jack-fr}$	wewnętrzna siła tarcia w podnośniku
$Q_{i,j}$	zmiana wartości siły w i -tym podnośniku wywołana wymuszeniem kinematycznym j -tym podnośnikiem, siła o kierunku prostopadłym do ściany
$\mathbf{u}_{ext}$	wektor wymuszenia kinematycznego
$u_{ext,j}$	wartość wymuszenia kinematycznego j -tym podnośnikiem
$u_{wall,i,j}$	przemieszczenie ściany w punkcie i wywołane wymuszeniem kinematycznym j -tym podnośnikiem
$u_{wall-d,i}$	współrzędna deformacji ściany w punkcie i (odległość punktu i na powierzchni ściany od pionowej płaszczyzny ściany)
$u_{wall-d-max}$	strzałka formy deformacji ściany (maksymalna odległość u_{wall-d})
u_{w-f}	zmiana odległości między ścianą a konstrukcją oporową
x_i, y_i	współrzędne punktu i na powierzchni ściany
$\mathbf{w}_{ext,j}$	j -ty wektor własny macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego (j -ta postać macierzy)
$\mathbf{w}$	macierz wektorów własnych macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego
α	kąt obrotu przekroju
δ	macierz podatności układu rektyfikowanego
$\delta_{i,j}$	element macierzy podatności układu rektyfikowanego
δ_{jack}	macierz podatności podnośników układu rektyfikowanego
$\delta_{jack,i,j}$	element macierzy podatności podnośników układu rektyfikowanego
$\delta_{fra,i,j}$	element macierzy podatności konstrukcji oporowej układu rektyfikowanego

δ_{fra}	macierz podatności konstrukcji oporowej układu rektyfikowanego
δ_{wall}	macierz podatności ściany układu rektyfikowanego
$\delta_{\text{wall},i,j}$	element macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego
λ	wartość własna
σ	naprężenia normalne w przekroju
ψ	pole powierzchni pętli histerezy – dyssypowna energia
χ_{jack}	współczynnik rozpraszania energii w podnośniku

1 Cel i zakres pracy

1.1 Wprowadzenie

Obóz w Oświęcimiu, składający się z Auschwitz I, Auschwitz-Birkenau (Auschwitz II) i Auschwitz-Monowitz (Auschwitz III), był największym niemieckim kompleksem obozowym podczas II wojny światowej i centrum eksterminacji. Deportowano do niego co najmniej 1,3 miliona ludzi, z których około 1,1 miliona zostało zamordowanych, w tym około 1 miliona Żydów, 70-80 tysięcy Polaków i 21 tysięcy Romów.

Jako pierwszy powstał obóz Auschwitz (obóz macierzysty – Auschwitz I). Jego załączek stanowiły 22 murowane budynki przedwojennych koszar wojskowych. Pierwszy transport Polaków dotarł do KL Auschwitz 14 czerwca 1940 r. Początkowo obóz Auschwitz był kolejnym obozem koncentracyjnym, tworzonym przez nazistów już od początku lat trzydziestych.

W miarę upływu czasu obóz systematycznie rozrastał się przestrzennie i organizacyjnie. W szczytowym okresie rozbudowy, latem 1944 r. obóz obejmował około 40 km² terenu w bezpośrednim sąsiedztwie Oświęcimia oraz liczne obozy filialne. Największym z nich został Auschwitz-Birkenau (Auschwitz II – rys. 1-1a) znajdujący się w odległości 3,5 km od obozu macierzystego. Auschwitz-Birkenau łączył dwie funkcje: obozu koncentracyjnego i ośrodka zagłady. Nazistowskie Niemcy prześladowały w nim różne grupy ludzi, a kompleks obozowy nieustannie rozbudowywano i przekształcano.

Ewakuacja i likwidacja obozu trwała od sierpnia 1944 roku. Ostateczna likwidacja obozu rozpoczęła się 17 stycznia 1945 roku, kiedy to więźniowie byli wyprowadzani w pieszych kolumnach ewakuacyjnych, znanych jako "marsze śmierci". Wyzwolenie obozu Auschwitz miało miejsce 27 stycznia 1945 r.

Obecnie opiekę nad relikwiami poobozowymi sprawuje Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu. Zostało ono utworzone w 1947 roku staraniem byłych więźniów KL Auschwitz w celu zachowania „po wsze czasy” pozostałości po byłym niemieckim nazistowskim obozie koncentracyjnym i zagłady Auschwitz-Birkenau.

Do zakresu działania Muzeum należy upamiętnianie i dokumentowanie zagłady i męczeństwa ofiar niemieckiego nazistowskiego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz-Birkenau, w szczególności przez: gromadzenie, dokumentowanie, konserwowanie i udostępnianie społeczeństwu materiałów i dowodów dotyczących zbrodni nazistowskich, organizowanie badań naukowych i działalności edukacyjnej oraz utrzymanie i zabezpieczanie historycznego terenu byłego obozu koncentracyjnego i zagłady w Oświęcimiu-Brzezince. Muzeum działa jako placówka upamiętniająca ofiary i przekazuje wiedzę o tym tragicznym okresie historii. Dzisiejsze Miejsce Pamięci to m.in. zbiory, archiwa oraz ośrodek naukowy, konserwatorski, a także budynki i infrastruktura.

Ze względu na upływ czasu budynki będące pod opieką Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau wymagają stałej konserwacji i napraw. Dotyczy to w szczególności obiektów znajdujących się na terenie dawnego KL Auschwitz II-Birkenau. Jak zostanie to wykazane

w kolejnych rozdziałach baraki te zostały zaprojektowane i wybudowane jako obiekty tymczasowe w niekorzystnych warunkach geotechnicznych z materiału o złej jakości, pochodzącego w znacznym stopniu z rozbiórek. Prace budowlane realizowano w niekorzystnych warunkach atmosferycznych przy niedoborze materiałów.

Naprawy zabytkowych obiektów znajdujących się na terenie Muzeum Auschwitz-Birkenau początkowo miały charakter prac zabezpieczających i doraźnych. Obecnie są to działania długoterminowe i złożone, ponieważ obejmują one konserwację substancji zabytkowej, badania archeologiczne i prace budowlane. Od 2012 r. w ramach Muzeum działa Globalny Plan Konserwacji (GPK), który stanowi uzupełnienie działalności konserwatorskiej Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau. Realizacja Planu odbywa się poprzez wdrażanie projektów konserwatorskich obejmujących konkretne obiekty bądź kompleksowo traktowane problemy konserwatorskie. Prace są planowane, wykonywane i nadzorowane przez interdyscyplinarny zespół specjalistów reprezentujących dziedziny takie jak m.in.: konserwacja zabytków, budownictwo, archeologia, rzemiosło czy chemia. W ramach tego planu pracują autor niniejszej rozprawy oraz opiekun rozprawy doktorskiej (mgr inż. Zofia Drabczyk).

Niniejsza rozprawa dotyczy murowanych baraków znajdujących się na terenie Auschwitz II-Birkenau na tak zwanym odcinku BI (rys. 1-1b). Prace prowadzone w ramach tej rozprawy wpisują się w plan GPK.

Przedmiotem wdrożeniowego projektu doktorskiego są odkształcone ściany zabytkowych baraków znajdujących się na terenie Dawnego Niemieckiego Nazistowskiego Obozu Koncentracyjnego i Zagłady Auschwitz II-Birkenau. Baraki obecnie mają ogromną wartość historyczną i znajdują się pod ochroną konserwatorską. Rzut typowego baraku mieszkalnego przedstawiono na rysunku 1-1c.

Wskutek długotrwałego oddziaływania na wiotkie ściany baraków znacznego ciężaru dachu, który jest przyłożony mimośrodowo wystąpiły w ścianach efekty drugiego rzędu. Efekty te doprowadziły do oderwania się zewnętrznych ścian poprzecznych od ścian podłużnych co zmieniło schemat statyczny ścian. W konsekwencji tej zmiany nastąpiły poziome przemieszczenia ścian wynoszące do 156 mm, przy grubości ściany równej 120 mm. Do tak znacznych przemieszczeń przyczyniło się otwieranie spoin wspornych, płytkie posadowienie ścian na wysadzinowym podłożu oraz uszkodzenia cegieł i zaprawy, szczególnie w poziomie posadzek i terenu wokół baraków. Niezbędne jest przeprowadzenie napraw, przy czym wykluczona jest rozbiórka zabytkowych ścian i ich odtworzenie, co wynika ze szczególnej wartości historycznej obiektów. Przed rozpoczęciem realizacji niniejszej rozprawy doktorskiej ściany były tymczasowo zabezpieczone przed utratą stateczności przez podparcie ich od zewnątrz. W związku z tym zaproponowano nowatorskie podejście do naprawy odkształconych ścian, którego celem jest przywrócenie im żądanej geometrii, a następnie ustabilizowanie w nowym położeniu. Założono, że zostanie przeprowadzona rektyfikacja ścian.

Niniejsza rozprawa została zrealizowana w ramach programu „Doktorat wdrożeniowy”, mającego na celu współpracę między uczelnią a przedsiębiorstwem, w którym jest zatrudniony doktorant. Uczelnią, w której realizowano program jest Politechnika Śląska, a przedsiębiorstwem, w którym jest zatrudniony doktorant i w którym wdrażano innowacje jest Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu. Podstawą formalną realizacji projektu jest Umowa trójstronna o współpracy w zakresie realizacji doktoratu wdrożeniowego

nr RJO/SWD/005-58 (umowa między doktorantem, Państwowym Muzeum Auschwitz-Birkenau a Politechniką Śląską).

1.2 Cel pracy

Celem pracy określonym w programie projektu „Doktorat wdrożeniowy” było opracowanie i wdrożenie rektyfikacji szczytowych ścian baraków znajdujących się na terenie Auschwitz II – Birkenau oraz badania procesu rektyfikacji. Jednak już pierwsze badania prowadzone w ramach projektu wskazały, że opracowywany sposób rektyfikacji silnie odkształconych szczytowych ścian baraków musi być elementem szerszego zakresu działań. Wynika to z następujących faktów - przed podjęciem rektyfikacji ściana musi uzyskać stabilne oparcie na fundamencie następnie w trakcie rektyfikacji ściana nie może być obciążona dodatkowym obciążeniem pionowym, w szczególności wykluczone jest przekazywanie na nią obciążenia z dachu. Z kolei po przeprowadzonej rektyfikacji niezbędne jest zakotwienie ściany do elementów, które zapewnią jej żądane położenie wymuszone podczas rektyfikacji. Jednocześnie dla zapewnienia trwałości efektów przeprowadzonej rektyfikacji należy zminimalizować obciążenie przekazywane na ścianę po przeprowadzonej rektyfikacji. Wpływ na zakres prac związanych z rektyfikacją ścian ma nie tylko rozwiązanie konstrukcji baraku zrealizowane w czasie wojny, ale także remonty prowadzone w murowanych barakach od czasu powstania Muzeum. Niezbędne okazało się zatem prześledzenie dotychczasowych prac przeprowadzanych w odniesieniu do zabytkowych obiektów i skuteczności tych działań. W związku z tym zdefiniowano następujące cele części wdrożeniowej rozprawy doktorskiej:

- rozpoznanie i przeanalizowanie rozwiązań konstrukcyjnych baraków,
- identyfikacja uszkodzeń baraków ze szczególnym uwzględnieniem uszkodzeń murowanych ścian,
- identyfikacja i analiza sposobu prowadzenia dotychczasowych remontów baraków,
- wdrożenie metody rektyfikacji silnie odkształconych ścian baraków mieszkalnych,
- opracowanie i wdrożenie:
 - stabilnego i trwałego posadowienia ścian baraków,
 - stabilizacji ścian po przeprowadzonej rektyfikacji,
 - zapewnienie minimalizacji obciążeń przekazywanych z dachu na ścianę po przeprowadzonej rektyfikacji.

Celem części naukowej jest opracowanie, przeanalizowanie i przebadanie rektyfikacji silnie odkształconych ścian baraków mieszkalnych znajdujących się na terenie odcinka BI Auschwitz-Birkenau.

1.3 Zakres pracy

Osiągnięcie opisanych celów wymagało przebadania archiwalnych dokumentacji baraków, przeprowadzenia inwentaryzacji budowlanej baraków oraz inwentaryzacji ich stanu a także prześledzenia historii napraw obiektów.

Ze względu na specyfikę obiektów, analizę rozwiązań konstrukcyjnych i obserwowanych uszkodzeń, przeprowadzono z podziałem na następujące elementy:

- fundamenty,
- posadzki,

-
- dachy i poszycia dachowe,
 - ściany.

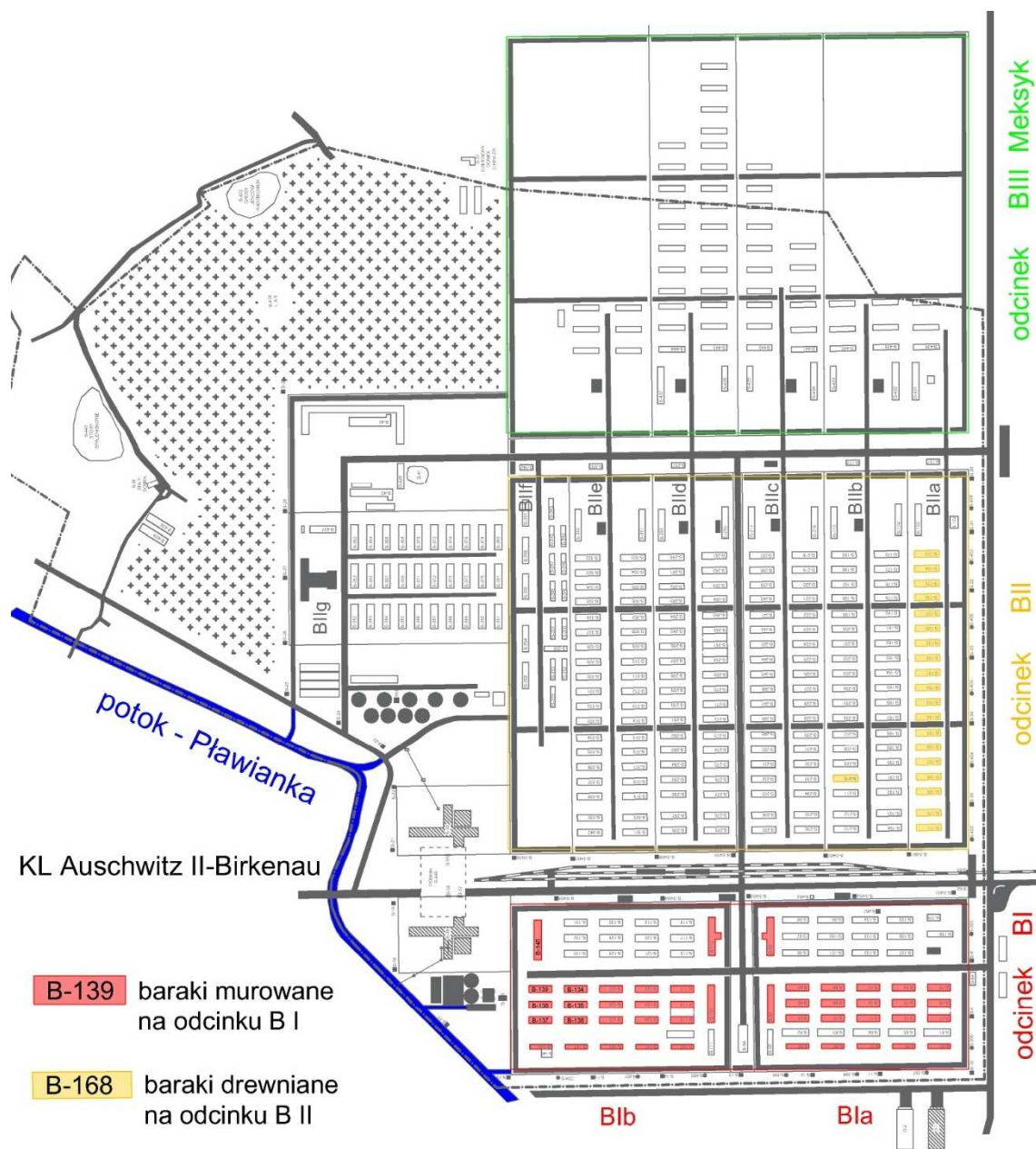
Badając skuteczność napraw i rozwiązań konstrukcyjnych zabytkowych baraków oraz proponując na podstawie tych analiz własne rozwiązania, rozważania prowadzono w odniesieniu do trzech następujących okresów:

- od powstania baraków do powołania Muzeum w 1947 r.,
- lata 1947-2015,
- wdrażanie programu Globalnego Programu Konserwatorskiego (GPK).

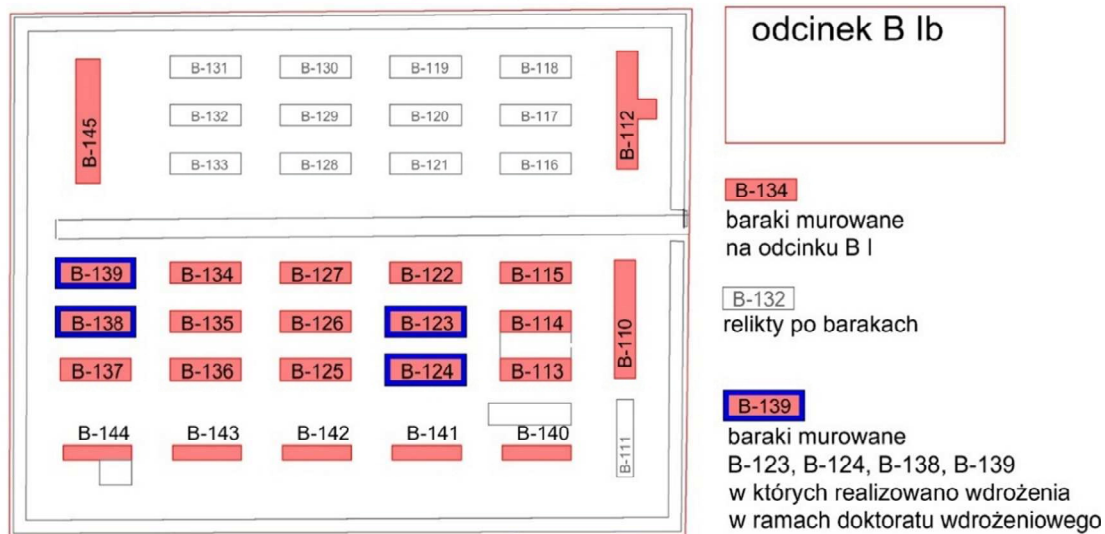
Przyjęty podział prowadzonych analiz wynika z różnego podejścia do zabytkowych baraków w wyszczególnionych okresach. Od powstania baraków, to jest od jesieni 1941 r. do stycznia 1945 r. obiekty były intensywnie eksploatowane, a także przebudowywane. Po wyzwoleniu obozu do roku 1947 nie były podejmowane prace w odniesieniu do baraków na terenie Auschwitz-Birkenau. Po utworzeniu Muzeum w latach 1947-2015 były prowadzone doraźne prace zabezpieczające poszczególne elementy baraków. Po 2015 r. rozpoczęto prace w ramach GPK.

Struktura niniejszej rozprawy jest następująca. W rozdziale 2 przedstawiono wybrane zagadnienia historyczne dotyczące murowanych baraków będących przedmiotem rozprawy. Rozpoznanie historii miejsca oraz dokumentów z nim związanych okazało się kluczowe przy podejmowaniu działań w stosunku do obiektów stanowiących Miejsce Pamięci. W rozdziale 3 zamieszczono podstawowe informacje dotyczące wybranych tradycyjnych działań naprawczych w odniesieniu do zabytkowych obiektów budowlanych. W rozdziałach od 4 do 7 udokumentowano „część wdrożeniową” rozprawy zrealizowaną w ramach projektu „doktorat wdrożeniowy” w odniesieniu do fundamentów, posadzek, dachów oraz ścian. Takie kompleksowe podejście do zagadnienia okazało się niezbędne ze względu na przyjętą technologię rektyfikacji ścian. W szczególności w podrozdziałach 4.5, 5.5, 6.5, 7.5 przedstawiono prace zrealizowane w Muzeum w ramach opracowywania rozprawy i jednocześnie wdrażanych w ramach programu Globalnego Programu Konserwatorskiego w czterech barakach o numerach B-123 i B-124 oraz B-138 i B-139 (rys. 1-1b). W kolejnych dwóch rozdziałach udokumentowano realizację „celu naukowego”. W rozdziale 8 przedstawiono analizy teoretyczne stanowiące podstawę opracowania metody rektyfikacji ścian. W kolejnym 9. rozdziale, w którym opisano wyniki badań prowadzonych w warunkach in situ, zweryfikowano założenia teoretyczne udokumentowane w poprzednim rozdziale. W rozdziale 10 znajduje się podsumowanie z podziałem na cztery podrozdziały, co wynika z charakteru programu „Doktorat wdrożeniowy”. W podrozdziale 10.1 znajduje się podsumowanie wynikające z zastanego stanu baraków, w podrozdziale 10.2 podsumowanie dotyczące zrealizowanych wdrożeń, a w podrozdziale 10.3 zamieszczono wnioski wynikające z analizy rektyfikacji prowadzonej na podstawie modeli obliczeniowych i badań w warunkach in situ. W podrozdziale 10.4, na wniosek Muzeum zamieszczono wytyczne dotyczące rektyfikacji ścian. Opracowana metoda będzie bowiem miała zastosowanie w kolejnych murowanych barakach znajdujących się na terenie Muzeum.

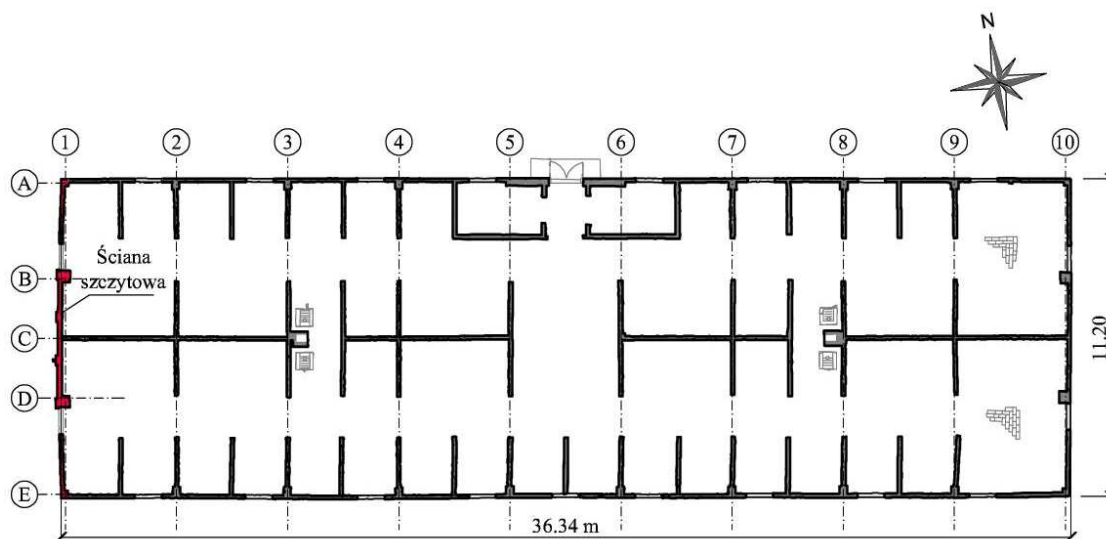
a)



b)



c)



Rys. 1-1. Szkic Obozu Auschwitz-II Birkenau: a) plan obozu, b) odcinek BIb z zaznaczonymi barakami B-123 i B-124 oraz B-138 i B-139 w których realizowano wdrożenia w ramach programu „Doktorat wdrożeniowy”, c) rzut typowego murowanego baraku mieszkalnego (barak B-138)

2 Wybrane zagadnienia historyczne dotyczące murowanych baraków zlokalizowanych na terenie byłego obozu KL Auschwitz II Birkenau

Niemiecki obóz koncentracyjny Auschwitz powstawał na początku 1940 r. W bezpośrednim sąsiedztwie obozu macierzystego (Auschwitz I), w kolejnych latach okupacji na terenie dzisiejszego Oświęcimia, utworzone zostały dwa kolejne obozy. Jednym z nich był Auschwitz II - Birkenau. Opis zamieszczony w niniejszym rozdziale skupia się na murowanych barakach więźniarskich znajdujących się odcinku BI obozu Auschwitz II – Birkenau.

2.1 Powstanie i funkcjonowanie obozu

Pierwotne założenia dotyczące lokalizacji Auschwitz II były inne niż ostatecznie zrealizowano. 26 września 1941 na konferencji w Berlinie ustalono, że Auschwitz II będzie zlokalizowane w północnej części wsi Rajsko znajdującej się na południowy zachód od obozu macierzystego. Lokalizacja ta była dogodna ze względu na niewielką odległość od Auschwitz I i linii kolejowej. Stąd początkowo obóz był potocznie nazywany „Rajskim” ze względu na wytypowaną lokalizację. Wieś Rajsko została w związku z planowaną rozbudową obozu całkowicie wysiedlona. Jednak w pierwszych dniach października 1941 r. podczas inspekcji terenu pod przyszły obóz zdecydowano o zmianie jego lokalizacji. Wynikała ona z uwzględnianej już wówczas konieczności przyszłej dalszej rozbudowy obozu [1].

Teren, który został ostatecznie przeznaczony pod budowę Auschwitz II był miejscem, gdzie znajdowały się niedogodne do uprawy ziemi podmokłe łąki (tak określił to miejsce Eugeniusz Nosal, świadek tego zdarzenia. APMAB. Zespół Oświadczenia, t.29, s. 53. Podobnie w relacjach b. jeńca Franciszka Biernata i robotnika cywilnego Antoniego Sroki APMAB. Zespół Oświadczenia, t.101, k. 42 oraz t.125, k.54) i wieś Brzezinka, stąd równoważne określenie tego miejsca Birkenau. Decyzja ta miała okazać się na przyszłość nadzwyczaj brzemienna w skutki. Nie tylko, że utrudniała prace budowlane, ale też spowodowała, że wilgotny grunt, deptany tysiącami stóp, zmienił się wkrótce po oddaniu do użytku obozu w błoto, utrudniające poruszanie się więźniom i będące siedliskiem chorobotwórczych bakterii [1].

Pierwotnie Birkenau miał służyć jako obóz dla jeńców wojennych, głównie radzieckich po napaści Niemiec na ZSRR w czerwcu 1941 r. W dokumentach niemieckich Auschwitz II, aż do wiosny 1944, nosił nazwę obozu jenieckiego (Kriegsgefangenenlager). Radzieccy jeńcy wojenni rzeczywiście pojawili się w obozie w Oświęcimiu [1] pod koniec lata 1941 r. Jednak w rzeczywistości obóz ten nigdy nie podjął swojej pierwotnie zakładanej funkcji, albowiem jeszcze w trakcie budowy (najpóźniej w lutym 1942 r.) Niemcy podjęli decyzję o zmianie charakteru obozu i postanowiono włączyć go jako integralną część składową do obozu koncentracyjnego Auschwitz [1].

Plan budowy uwzględniający wytyczne Komendanta obozu Rudolfa Hössa został opracowany przez SS-Rottenfuherera Ertla. Uwzględniał on, że Auschwitz II będzie podzielony na dwie części: kwarantannę i mieszkalną [1].

W części planowanej kwarantanny miało powstać 30 baraków mieszkalnych mieszczących po ok. 558 osób. W projektowanych barakach znajdowało się 62 trójpoziomowych prycz na każdym poziomie miały przebywać 3 osoby. Szybko zadecydowano jednak o zwiększeniu pojemności baraków do 744 osób przez zwiększenie do 4 osób na jedną pryczę [2].

Koncepcje dotyczące obozu ulegały częstym zmianom. Pierwotnie zakładano budowę baraków drewnianych. Jednak ze względu na braki surowca 1 listopada 1941 r. przyjęto, że baraki mają być wybudowane jako murowane z cegieł pozyskanych z rozbiórki okolicznych domów ze wsi Brzezinka (plany zakładały wystawienie w nim 174 baraków murowanych dla pomieszczenia 100 000 jeńców radzieckich) [1]. Wg statystyk zamieszczonych w [2] w październiku 1940 r. w Brzezince znajdowało się 537 budynków mieszkalnych, przy czym mniej niż połowa z nich było murowanych. Były one też znacznie mniejsze od wznoszonych w obozie baraków, a poprzez stosowanie prymitywnych metod rozbiórki znaczna część cegieł ulegała zniszczeniu. Co prawda można było rozebrać kolejne domy w innych wysiedlonych przez Niemców okolicznych wsiach, lecz dotychczasowe doświadczenia wskazywały, iż budowa baraków murowanych trwała zbyt długo, znacznie dłużej od ustawiania baraków z prefabrykatów drewnianych, co w zasadzie uniemożliwiało dotrzymanie zakładanych krótkich terminów ukończenia obozu [1]. Ponadto baraki drewniane miały być od murowanych nieco tańsze (11 700 wobec 12 400 marek) [2].

Z tego powodu ponownie wrócono do koncepcji budowy baraków drewnianych. Na podstawie dostępnej literatury dość dobrze można odtworzyć historię baraków drewnianych [1]. W Niemczech w czasie wojny rozwiązania dotyczące mobilnych konstrukcji, opracowane w tym kraju, znalazły liczne zastosowania i były wykorzystywane do budowy koszar, magazynów, obozów koncentracyjnych i mieszkań dla robotników przymusowych. Sama skala potrzeb spowodowała, że różni dostawcy ograniczyli swoją ofertę do pewnych standardowych typów budynków. Firma RAD (Służby Pracy Rzeszy) opracowała konstrukcję składającą się z kilku rodzajów modułów, które umożliwiały różną aranżację przestrzeni w zależności od potrzeb. O popularności tych rozwiązań świadczy fakt, że w 1941 roku aż czterdziestu dostawców reklamowało swoje produkty w wydanej w Berlinie książce telefonicznej. Przy wsparciu Stowarzyszenia Inżynierii Niemieckiej (VMI) Wehrmacht rozpoczął kampanię na rzecz standaryzacji tych przenośnych konstrukcji. Działania te doprowadziły do kompatybilności elementów, nawet w sytuacji, gdy były one produkowane i dostarczane przez mniejsze warsztaty. Najpopularniejszym przenośnym budynkiem był 260/9 OKH opracowany przez Naczelne Dowództwo Armii (Oberkommando des Heeres). Pierwotnie był on zaprojektowany jako stajnia dla koni. Został później wykorzystany na masową skalę do zakwaterowania więźniów w obozach koncentracyjnych. Dzięki prefabrykowanym konstrukcjom obozy mogły powstawać szybko, bez konieczności szukania pomocy wykwalifikowanej siły roboczej. Mogły być budowane przez samych więźniów, z pomocą lub pod nadzorem wykwalifikowanego personelu. Budynki można było demontować i przenosić w inne miejsca, co w czasach ciągle zmieniających się frontów pozwalało na oszczędności materiałowe. Z niemieckich planów budowy obozu Birkenau wiadomo, że miało się w nim

znaleźć 5 typów baraków drewnianych. Zmontowano najwięcej baraków typu stajennego Pferdestall 260/9 OKH.

Z wymienionych powyżej powodów już 4 listopada 1941 roku wysłane zostały do Oświęcimia elementy do wzniesienia 100 prefabrykowanych baraków drewnianych [2]. Pojemność tych baraków była nieco mniejsza niż murowanych. Mieściło się w nich ok. 400 osób. Dla porównania w sytuacji, gdy baraki te służyły jako inwentarskie były one przewidziane dla 48 (50) koni lub 225 owiec [1].

Równolegle z barakami drewnianymi wznoszone były jednak także baraki murowane, które są przedmiotem niniejszej rozprawy. Do końca listopada 1941 roku ukończono 6 pierwszych baraków o nr obozowych 7, 8, 9 i 13, 14 i 15 na odcinku BIb. Kolejnych 8 baraków było zadaszonych (stan surowy), pozostałe znajdowały się na różnych etapach budowy i wykończenia [2]. W trakcie wznoszenia tych pierwszych baraków na przełomie listopada i grudnia 1941 r. nastał chłód, deszcze a w konsekwencji duża zachorowalność i śmiertelność jeńców. Spowodowało to spowolnienie tempa pracy. Do końca 1941 roku zadaszono 11 kolejnych baraków, a 6 zostało udostępnionych. W połowie stycznia 1942 r. wstrzymano prace ziemne, jedynie grupy robotników pracowały przy rozbiórkach w Brzezince prowadzonych w celu pozyskiwania materiału rozbiórkowego do wznoszenia baraków. Okazało się, że był to również dobry czas, na przeszkolenie więźniów w tzw. szkołach murarskich. Prace przy wznoszeniu baraków wznowiono w połowie marca 1942 r. W ciągu 2 tygodni ukończono kolejne 4 baraki murowane mieszkalne oraz 1 kuchnię [2].

Prace budowlane prowadzone na terenie obozu Birkenau były planowane i organizowane przez działający w obozie macierzystym Zarząd Budowlany Obozu Koncentracyjnego (KL-Bauleitung), który wkrótce przemianowany został na Nowy Zarząd Budowlany (SS-Neubauleitung in Auschwitz O/S), ostatecznie zaś w listopadzie 1941 r. na SS-Zentralbauleitung der Waffen SS u. Polizei. Siedziba tej instytucji mieściła się w nieistniejących już dziś drewnianych barakach nad Sołą w Oświęcimiu w pobliżu obozu macierzystego, a pierwszym kierownikiem był SS-Untersturmführer August Schlachter. Członkowie KL-Bauleitung stanowili wykwalifikowaną kadrę inżynierską, zajmującą się tym wszystkim, czym w warunkach pokojowych zajmuje się wielobranżowe biuro projektowe. W Zentralbauleitung sporządzano więc plany zagospodarowania przestrzennego, koncepcje i projekty techniczne budowy i rozbudowy poszczególnych obiektów. Projektowano tereny zielone, urządzenia i sieci infrastruktury technicznej, w tym drogi, mosty, uzbrojenie podziemne, meliorację. Zajmowano się obsługą geodezyjną i kosztorysową, wykonywano inwentaryzacje architektoniczno-budowlane i makiety. Sporządzano dokumentację fotograficzną z postępu robót budowlanych. Tu, pod nadzorem kadry esesmańskiej pracowało stu kilkudziesięciu więźniów różnych branż i specjalistów [3]. KL-Bauleitung miał do dyspozycji tłum więźniów, od lata 1941 także sowieckich jeńców, których można było wykorzystać jako pomocników budowlanych [2].

Do skutecznego prowadzenia robót potrzebni byli też fachowcy: murarze, cieśle oraz pracownicy średniego nadzoru (majstrowie). Co prawda wśród więźniów niewątpliwie było wielu takich, którzy posiadali odpowiednie kwalifikacje, ale przekazanie w ich (Polaków) ręce choć minimalnej części odpowiedzialności, gdzie musieliby podejmować samodzielnie decyzje, było w warunkach obozu koncentracyjnego rzeczą nie do pomyślenia. W efekcie

komendami roboczymi kierowali niemieccy kapowie kryminaliści, nie mający wymaganych umiejętności i kompetencji [1].

W październiku 1941 do Auschwitz przybył niemiecki architekt, inżynier oraz SS-Sturmabführer Karl Bischoff, który objął funkcję kierownika centralnego biura konstrukcyjnego Waffen SS (niem. *Zentralbauleitung der Waffen SS und Polizei, Auschwitz Q/S*) zastępując SS-Untersturmführera Augusta Schlachtera. Karl Bischoff zajął się budową Auschwitz Birkenau. Bezzwłocznie podjął decyzję o wynajęciu niemieckich firm budowlanych, które miały odpowiadać za realizację większości inwestycji (koszty realizacji planów budowlanych SS w Oświęcimiu na 20 milionów marek niemieckich). Bischoff sam wynajmował firmy bez procedury przetargowej, bez podpisania umowy, jedynie na podstawie ustnego porozumienia. Od 4 października 1941 roku firma Huta Hoch u. Tiefbau A.G. rozpoczęła roboty, a już dwa dni później firma Schlesische Industriebau Lenz & Co. i firma Josef Kluge i Alfred Keil z Gliwic pracowała przy budowie ogrodzenia terenu obozu. Do pracy w tych firmach byli oddelegowywani więźniowie. Pracowali głównie przy ciężkich robotach ziemnych, przeładunku materiałów, robotach rozbiórkowych okolicznych domów. W praktyce organizacja robót wyglądać miała następująco: ogólne kierownictwo sprawowali rzecz jasna esesmańscy architekci Bauleitungu, ale bezpośredni nadzór miał znajdować się w gestii niemieckich majstrów, prace fachowe mieli realizować zatrudnieni w tych firmach polscy i niemieccy robotnicy cywilni, zaś wszelkie zadania pomocnicze, jak na przykład donoszenie murarzem zaprawy i cegieł, wykonywać mieli więźniowie. Schemat taki nie był niczym nowym, firmy prywatne już od dawna na takich samych zasadach współpracowały z SS przy rozbudowie obozu macierzystego [2].

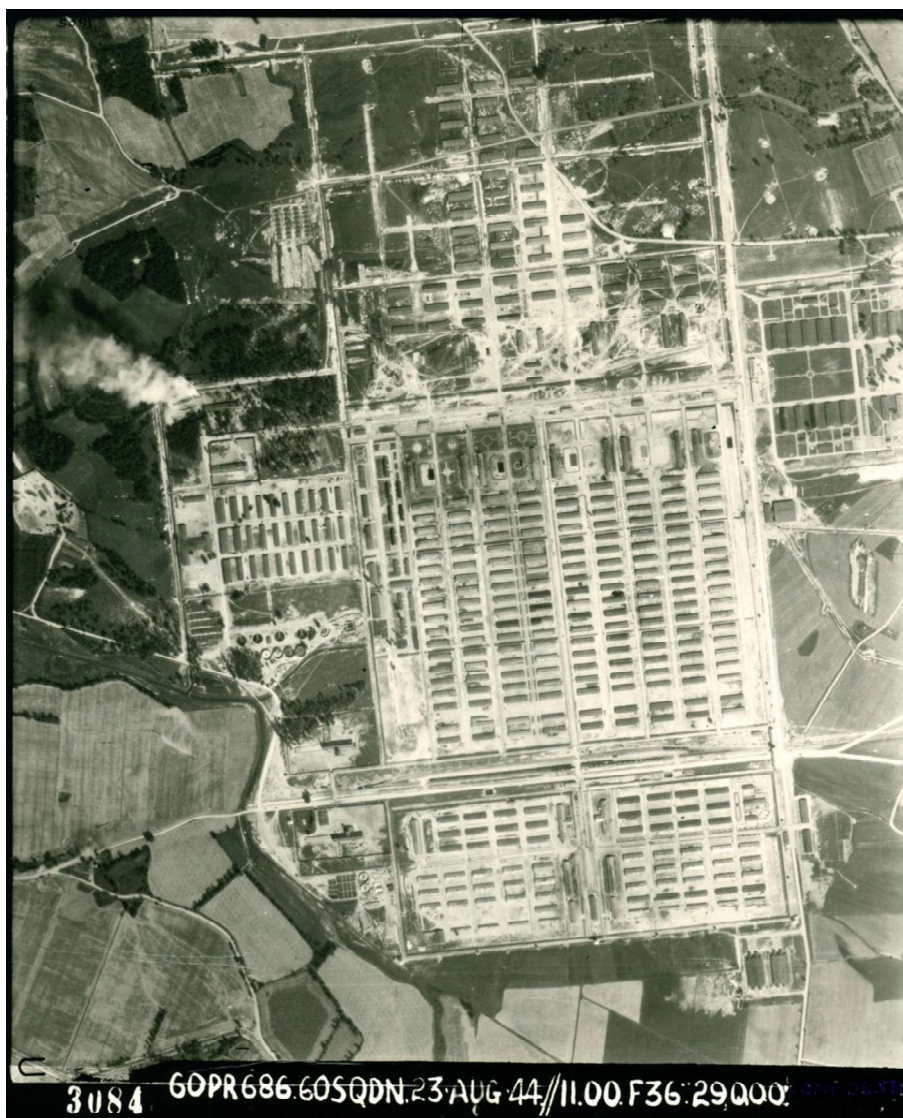
Na czele działu projektów – stał SS-Obersturmführer Walter Dejaco. To on wraz z Bischoffem i inżynierem Pruferem z firmy Topf u. Sohne był głównie odpowiedzialny za przygotowanie dokumentacji i nadzór wykonawczy nad budową krematoriów i komór gazowych. Architekci z Bauleitung sporządzali zarówno plany prostych i tanich baraków murowanych w Birkenau, jak i niezrealizowanych imponujących gmachów nowej komendantury i osiedli mieszkaniowych dla esesmanów. Plany te wraz z dokumentacją techniczną, finansową i fotograficzną zachowały się niemal w całości; dziś część z nich znajduje się w archiwum Muzeum w Oświęcimiu, pozostałe w Państwowym Archiwum Federacji Rosyjskiej w Moskwie [4].

Z raportu z realizacji planu wstępnego dotyczącego budowy obozu jenieckiego w KL Auschwitz z dnia 30 października 1941 r. wynika, że prace rozpoczęto 15 października i zgodnie z rozkazem Kammlera budowa obozu kwarantanny musiała być ukończona do dnia 15 listopada. Stwierdzono przy tym, że furmanki używane do transportu muszą być z rozkazu ministra Richarda Darrego odstawione to transportowania pożywienia dla pracowników zatrudnionych w przemyśle. Można przypuszczać, że powyższa adnotacja, informacja o problemach z brakiem środków transportu, była celowym zabiegiem Bischoffa, mającym zabezpieczyć go przed zarzutami ze strony zwierzchników, w razie niedotrzymania wyznaczonych terminów [2].

Plany dotyczące ciągle rozbudowywanego obozu ulegały ciągłym zmianom. Na przykład 5 stycznia 1942 r. polecono zabudować place na odc. BIa i BIb barakami drewnianymi po to, aby zwiększyć pojemność obozu do 150 000. W dniach 17–18 lipca 1942 roku Oświęcim

odwiedził Heinrich Himmler, który podjął decyzję o zwiększeniu pojemności obozu jenieckiego w Birkenau do 200 tysięcy.

Na terenie obozu Birkenau zbudowano ogółem 450 baraków różnego typu i przeznaczenia. Zdjęcie obozu z 1944 r. wykonane przez aliantów w czasie rozpoznania lotniczego zamieszczono na rysunku 2-1. W drugiej połowie 1944 roku miała miejsce pierwsza ewakuacja więźniów z KL Auschwitz w głąb Trzeciej Rzeszy.



Rys. 2-1. Obóz na terenie Brzezinki - fotografia lotnicza wykonana w 1944r, [5]

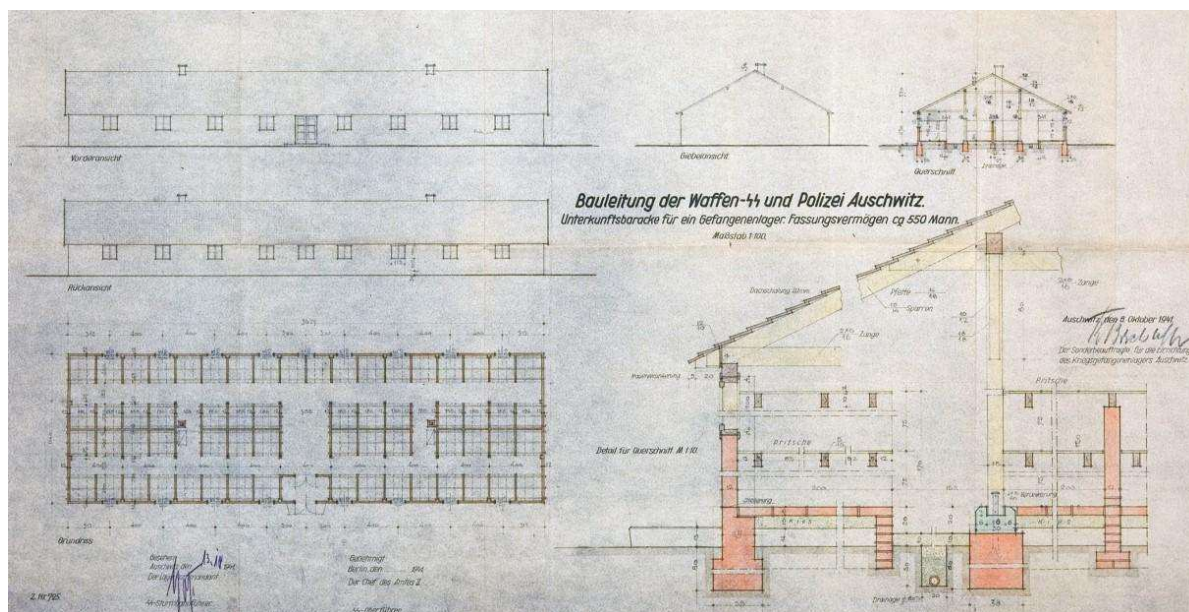
2.2 Powstanie i eksploatacja baraków murowanych do czasu powołania Muzeum

Murowane baraki mieszkalne były obiektami, których rozwiązania konstrukcyjne i użytkowe zostały dokładnie przewidziane w projekcie rozbudowy obozu jenieckiego w Birkenau z 30 października 1941 r. Można to prześledzić na rysunku 2-2 pochodzącym z oryginalnej dokumentacji. Barak jest obiektem niepodpiwniczonym, na rzucie prostokątnym o wymiarach 36,37 m × 11,20 m i wysokości równej 5,27 m. Konstrukcję dachu stanowi drewniana więźba o układzie płatwiowo-kleszczowym. Wiązary główne, w skład których wchodzi słupy, para

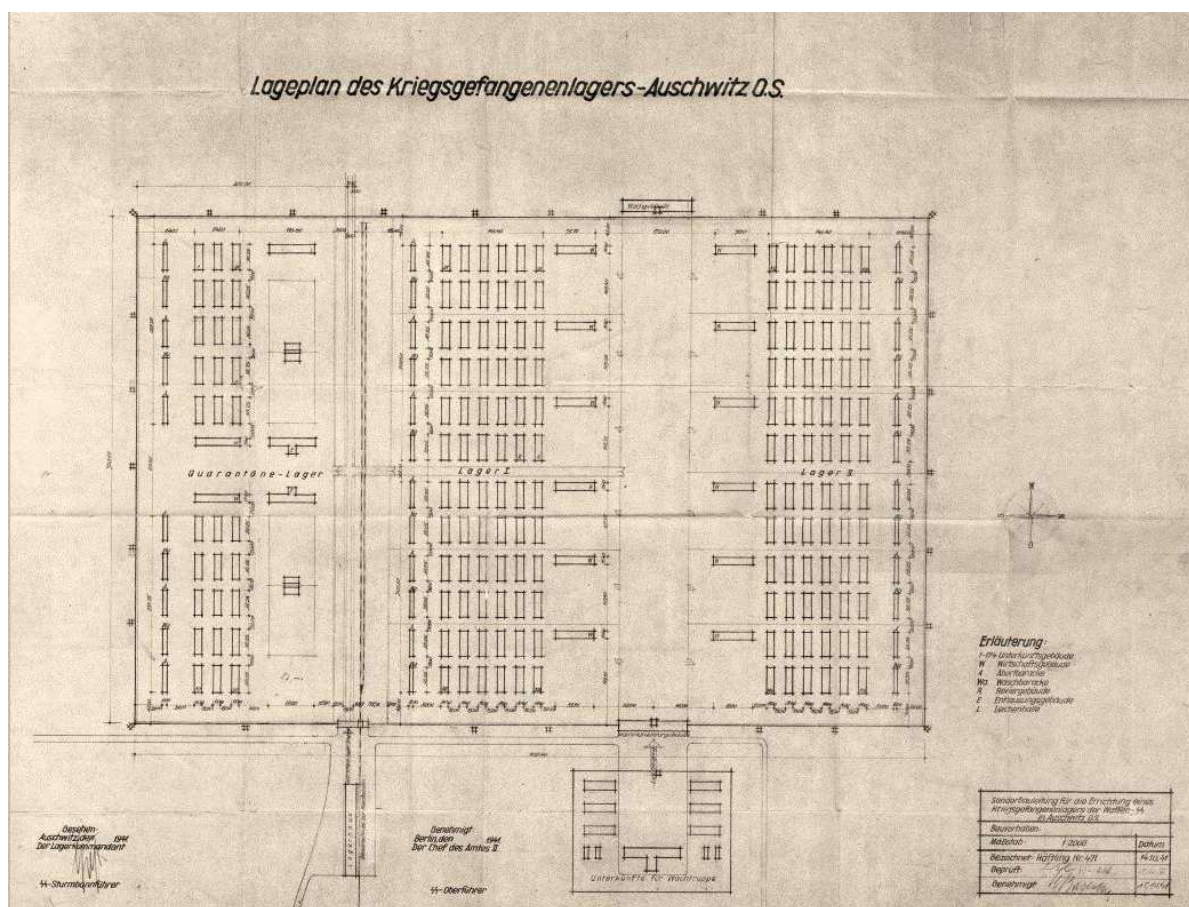
krokwi oraz po dwie pary kleszczy (górne i dolne), znajdują się w rozstawie 4 m. Rozstaw krokwi zabudowanych między więzarami głównymi wynosi 0,80 m. Płatwie spoczywające na słupach są także podparte mieczami. Pokrycie dachu stanowi dachówka. Ściany baraku, grubości 0,12 m, są murowane z cegły pełnej. W zewnętrznych ścianach szczytowych oraz w poprzecznych ścianach wewnętrznych znajdują się pilasty o przekroju odpowiednio 0,40 m × 0,40 m oraz 0,25 m × 0,25 m. Na pilastrach opierają się słupy więźby. Na zewnętrznych ścianach podłużnych spoczywają murlaty, do których mocowane są krokwie. Wewnętrzna ściana podłużna pełni funkcję ściany usztywniającej. Pozostałe ściany w baraku pełnią funkcję ścian działowych. Ściany nośne posadowiono na murowanych z cegły ceramicznej pełnej ścianach fundamentowych o przekroju 0,25 m × 0,25 m i znajdujących się poniżej betonowych ławach o niejednorodnym przekroju. W podłużnych ścianach zewnętrznych znajdują się otwory okienne i drzwiowe. Funkcję nadproży okiennych i drzwiowych w tych ścianach pełnią murlaty. W ścianach szczytowych znajdują się po dwa otwory okienne, nad którymi wykonano nadproża murowane. Dachy miały być wykonane z pokrycia pochodzącego z rozbiórki domów oraz z desek zaopatrzonych w wywietrzniki posiadające żaluzje. Zgodnie z założeniem konstrukcyjnym, ograniczającym zapewne koszty inwestycji, okna nie posiadały możliwości otwarcia. Podłóże w kojach zaplanowano z warstwy cegieł, ale w przejściach miało powstać klepisko. Na przekroju poprzecznym baraku zamieszczonym w prawym dolnym rogu rysunku 2-2 wyraźnie zaznaczone są dwa poziomy belek znajdujące się w pionowej odległości od siebie wynoszącej 0,7 m, na których ułożone są deski. Belki oparte są na poprzecznych ścianach ustawionych co 2 m. Utworzone zostały w ten sposób boksy prycz. W jednym boksie o powierzchni ok. 4 m² znajdowały się trzy poziomy sypialne (włącznie z posadzką ceramiczną), w których według założeń przebywało 12 osób. W połączeniu co drugiej ściany poprzecznej ze ścianą podłużną (co 4 m) przewidziano pilastry. Położenie tych pilastrów pokrywa się z więzarami głównymi dachu. Ponieważ teren jest podmokły, założono, że przez środek obiektu będzie biegła rura drenażowa. W każdym baraku planowano po dwa piece grzewcze.

Opisana powyżej konstrukcja baraków była z założenia nietrwała i bardzo wyciężona. W szczególności ściany grubości 12 cm pełniły funkcję ścian nośnych, podstawę fundamentów wykonano na bardzo niewielkiej głębokości wynoszącej od 0,3 do 0,8 m w gruncie wysadzinowym. Ściany szczytowe były mocno obciążone, a ze względu na oparcie na nich mieczy, przekazywana na te ściany była składowa obciążenia poziomego pochodząca z dachu. Ponadto przy rozpiętości dachu wynoszącej 11,4 m występowały tylko dwa poziomy kleszczy, co sprawiało, że również na zewnętrzne ściany podłużne przekazywana była znaczna pozioma siła pochodząca z dachu. W baraku funkcję nadproży pełniły murlaty. Materiał, z którego wykonano baraki pochodził w znacznym stopniu z rozbiórki wysiedlonych domów polskich właścicieli okolicznych wiosek. Podobne problemy dotyczyły także innych obiektów zaplanowanych do budowy tj. kuchni, łazieni, umywalni, a także ogrodzenia terenu.

Precyzyjne rozplanowanie baraków murowanych według niemieckiej dokumentacji noszącej datę 14 października 1941 przedstawiono na rys. 2-3. Na terenie ograniczonym prostokątem o długości boków 1 150 m i 850 m zaprojektowanych zostało wzniesienie 174 baraków mieszkalnych o konstrukcji przedstawionej na rysunku 2-2 oraz 55 inne obiekty murowane. Odległość między zewnętrznymi ścianami podłużnymi baraków mieszkalnych wynosi 15 m a między zewnętrznymi ścianami szczytowymi 23 m.



Rys. 2-2. Oryginalna dokumentacja rysunkowa dla baraku więźniarskiego (mieszkalnego)
Dokumentacja archiwalna Muzeum [5]



Rys. 2-3. Projektowane rozmieszczenie obiektów murowanych na odcinku BI (rysunek
pochodzi z niemieckiej dokumentacji projektowej z 14 października 1941 r.)
[5]

Kończąc charakterystykę obiektów murowanych znajdujących się na terenie obozu Auschwitz II należy przywołać fakt, że w sąsiednich obiektach dokonywane było masowe ludobójstwo (ostateczne rozwiązanie kwestii żydowskiej). Wykonywanie tego zbrodnego planu przy użyciu gazu rozpoczęło się w Birkenau w 1942 r. Najpierw w dwóch prowizorycznych komorach gazowych, które umieszczono w przebudowanych chałupach wiejskich (czerwony domek i następnie biały domek, nazwy pochodziły od koloru cegieł i tynku). Między marcem a czerwcem 1943 niemiecka firma Hoch und Tiefbau AG z katowickiego oddziału firmy wybudowała cztery potężne zespoły krematoriów (II, III, IV i V). Krematoria II i III miały podziemne rozbieralnie i komory gazowe. Krematoria IV i V były w całości budynkami naziemnymi. Piece krematoryjne wykonała firma Topf & Söhne z Erfurtu. Według wyliczeń niemieckich można było w ciągu roku uśmiercić i spalić 1 600 000 ludzi [2]. Podczas ewakuacji obozu 20 stycznia 1945 komory gazowe oraz krematoria zostały wysadzone w powietrze przez Niemców. Obóz został wyzwolony tydzień później.

Po zakończeniu wojny część baraków pozostałych po ewakuacji obozu, głównie drewnianych, była rozbierana i przekazywana w głąb kraju, a także sprzedawana miejscowej ludności. Częściowa rozbiora dotknęła także baraki murowane. W grudniu 1945 roku na posiedzeniu plenarnym Rady Narodowej, poseł Alfred Fiderkiewicz (były więzień KL Auschwitz) złożył w imieniu grupy posłów wniosek w sprawie utworzenia w Oświęcimiu-Brzezince miejsca upamiętnienia polskiego i międzynarodowego męczeństwa. Wniosek ten został przyjęty przez Poselską Komisję Kultury i Sztuki w lutym 1946 roku (Dz. U. Nr 52 poz. 265). W 1946 roku miało miejsce przejęcie terenów byłego obozu przez Stałą Ochronę Obozu Oświęcimskiego od stacjonujących tam wówczas jednostek radzieckich i polskich. W tym też czasie w Birkenau rozpoczęło działalność Społeczne Przedsiębiorstwo Budowlane podległe ówczesnemu Ministerstwu Odbudowy. W wyniku działania tego Przedsiębiorstwa, wokół Birkenau ustawiono uzbrojone warty, formalnie w tym czasie nie było wstępu na teren byłego obozu. W 1946 roku Przedsiębiorstwo rozebrało i wywiozło około 200 baraków, głównie drewnianych. To co zachowało się na terenie byłego obozu Birkenau, istniejące jeszcze 45 baraków murowanych zachowanych na odcinku BI i 40 drewnianych baraków oraz ruiny krematorium, których pozostawienie przewidziano w ramach parku cmentarnego, miało pozostać w możliwie autentycznym stanie. 2 lipca 1947 roku Sejm przyjął ustawę o zachowaniu terenów i obiektów byłego obozu. Do życia zostało powołane Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau. Placówka objęła tereny dwóch byłych obozów koncentracyjnych: Auschwitz I i Auschwitz II-Birkenau, o łącznej powierzchni 191 hektarów.

2.3 Baraki murowane w latach 1947-2015

Część obiektów znajdujących się na terenie Birkenau została zniszczona krótko przed wyzwoleniem obozu w styczniu 1945 roku (głównie komory gazowe i krematoria). Kolejna część pozostałych obiektów, szczególnie drewnianych baraków została rozebrana i posłużyła jako materiał budowlany do odbudowy wojennych zniszczeń. Obiekty które przetrwały to głównie baraki murowane.

Po powołaniu muzeum w 1947 r. na plan pierwszy wysunęła się sprawa właściwego zabezpieczenia pozostałości obozowych jako materialnego dowodu zbrodni, co było

zrozumiałe nie tylko ze względu na toczące się procesy zbrodniarzy hitlerowskich, ale i próby kwestionowania zbrodni popełnionych w Auschwitz-Birkenau. „Ten wielki „kombinat śmierci”, milionów kobiet, mężczyzn i dzieci, ma po wsze czasy głosić, do czego doprowadził faszyzm” – pisał w 1948 roku Ludwik Rajewski [3].

Obiekty znajdujące się na odcinku BI, ze względu na ich nietrwałą konstrukcję w zasadzie od początku istnienia muzeum znajdowały się w złym stanie technicznym. Z biegiem miesięcy i lat opuszczone obiekty wymagały pilnych zabiegów interwencyjnych. Stąd w okresie 1947-2015 kładziono głównie nacisk na doraźne zabezpieczenia elementów konstrukcji, głównie przez podpieranie ścian i elementów więźby dachowej. Niejako w drugiej kolejności, po doraźnym zabezpieczeniu prowadzono prace budowlane polegające na wymianie uszkodzonych dachówek, krokwi, murłat, płatwi, odtwarzaniu zniszczonych fragmentów murów. Często dochodziło do rzeczywistej utraty nośności przez elementy konstrukcyjne baraków. Głównie następowały awarie konstrukcji więźb dachowych wskutek postępującej korozji drewna i znacznego obciążenia ciężarem stałym (dachówki betonowe) i śniegiem. W części obiektów, wskutek zbyt płytkiego posadowienia ścian oraz łącznego oddziaływania wymuszeń kinematycznych wywołanych przemarzaniem gruntu i obciążeń przekazywanych z dachu następowało zawalanie się fragmentów. Przykłady takich awarii z lat 60. XX w. murowanych baraków przedstawiono na rys. 2-4 i rys. 2-5. W miarę upływu lat obok prac budowlanych coraz większe znaczenie nabierała także konserwacja Miejsca Pamięci. Data końcowa przedstawianego tu okresu (2015 r.) wiąże się z rozpoczęciem realizacji prac w barakach murowanych w ramach tzw. kompleksowej konserwacji. Zatem typowy remont budowlany zmienił się w konserwację baraków. Z biegiem lat stawało się co raz bardziej jasne, że potrzeba zachowania Autentyzmu Miejsca jest ogromna. Wynika ona z oczywistego faktu, że z każdym kolejnym rokiem jest co raz mniej świadków strasznych czasów obozowych. W momencie, w którym nie będzie już wśród nas byłych więźniów wtedy to co będzie dalej opowiadało o strasznej historii tego miejsca to autentyczne baraki, dlatego zachowanie autentyzmu jest takie ważne. O potrzebie pamięci, zachowania autentyzmu oraz doświadczenia tragicznej historii Auschwitz poprzez obcowanie z jej materialnymi świadkami zostało wiele napisane w [M25] [M26] [M27] [M28] [M29].



Rys. 2-4. Uszkodzona ściana zewnętrzna jednego z baraków murowanych, odcinek BIa, rok 1963 [5]



Rys. 2-5. Uszkodzona ściana zewnętrzna jednego z baraków murowanych, odcinek BIb, rok 1958 [5]

2.4 Wdrożenie kompleksowej konserwacji baraków murowanych

W czasie opracowywania niniejszej rozprawy doktorskiej jej autor jest zatrudniony w Państwowym Muzeum Auschwitz-Birkenau i bierze udział w realizowanym w Muzeum Globalnym Planie Konserwacji (GPK). W ramach GPK na terenie Muzeum zostały opracowane i zrealizowane prace przedstawione w podrozdziałach 4.5, 5.5, 6.5 i 7.5 oraz w rozdziale 9. Jednocześnie są to prace wdrożeniowe opracowane na podstawie umowy trójstronnej umowy nr RJO/SWD/005-58 (umowa między doktorantem, Państwowym Muzeum Auschwitz-Birkenau a Politechniką Śląską). Z kolei badania opisane w rozdziale 8 zostały opracowane przez autora w Politechnice Śląskiej we współpracy z Muzeum.

Dzięki uruchomieniu środków finansowych Fundacji Auschwitz-Birkenau (FAB), w Państwowym Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu w 2012 roku został powołany Globalny Plan Konserwacji (GPK), czyli program systematycznych długofalowych działań konserwatorskich mających na celu zabezpieczenie pozostałości po obozie koncentracyjnym i zagłady. Jednym z podstawowym zadań GPK stała się konserwacja 45 baraków murowanych zachowanych na odcinku BI na terenie byłego KL Auschwitz II Birkenau (rys. 2-6). Jak przedstawiono w podrozdziale 2.3 obiekty te znajdują się w bardzo złym stanie technicznym i wymagają pilnych zabiegów interwencyjnych pod względem budowlanym oraz konserwatorskim. Aby przeprowadzić kompleksową konserwację przy tych nietypowych obiektach należało poszukać rozwiązań obejmujących złożone problemy gruntowo-wodne, konstrukcyjne i konserwatorskie. Dlatego Muzeum zainicjowało szeroki program badawczy służący zidentyfikowaniu mechanizmów leżących u źródeł zniszczeń budynków i mający na celu opracowanie metod ich bezpiecznej i kompleksowej konserwacji.



Rys. 2-6. Obiekty kubaturowe na odcinku BI zachowane do dnia dzisiejszego

W 2014r. zostały określone założenia konserwatorskie [M30] dla baraków murowanych na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II Birkenau. Według tych zasad postępowano prowadząc badania w ramach rozprawy oraz projektując i realizując wdrożenia przedstawione w podrozdziałach 4.5, 5.5, 6.5, 7.5 i rozdziale 9. Założenia konserwatorskie stanowią kierunek, ramy określające możliwe działania, jednak rozwiązania szczegółowe muszą być wypracowywane indywidualnie dla każdego obiektu. W oparciu o generalnie przyjęte pryncypia, to obiekt, jego specyfika, stan zachowania i możliwości techniczne, jakie się z nim wiążą, stanowi punkt wyjścia dla wypracowania indywidualnych rozwiązań. Rozwiązania te powinny być proponowane na etapie projektowania, przygotowywania programów prac konserwatorskich, a niekiedy dopiero na etapie wykonawstwa, w oparciu o najszerszą wiedzę na temat możliwości, jakie stwarza obiekt. Zasady powinno się zatem wartościować i stosować w odniesieniu do obiektu, a nie próbować obiekt dostosować do zasad.

Zachowanie autentyczności miejsca byłego obozu koncentracyjnego jest jednym z podstawowych i najtrudniejszych zadań. W Państwowym Muzeum Auschwitz-Birkenau jest ono realizowane poprzez:

- stosowanie zasady maksymalnego poszanowania oryginalnej substancji zabytku i wszystkich jego wartości,
- konserwację profilaktyczną,
- konserwację zachowawczą/techniczną,
- stosowanie zasady minimalnej niezbędnej ingerencji,
- utrwalenie bądź ucytelnienie estetyki konserwowanych przedmiotów zgodnej z ich wyglądem z czasu funkcjonowania obozu, kluczowego dla ich historycznego znaczenia,
- stosowanie zasady czytelności i odróżnialności ingerencji,
- podziału na elementy: oryginalne, prawdopodobnie oryginalne / prawdopodobnie wtórne.

W prowadzonych pracach w murowanych brakach na odcinku BI fundamentalne znaczenie dla wiedzy o autentyczności obiektów jest odróżnienie elementów oryginalnych od wtórnych.

Odróżnienie to stanowi podstawę do podejmowania decyzji konserwatorskich o pozostawieniu, konserwacji bądź usunięciu lub wymianie poszczególnych elementów. Konieczne jest określenie przy użyciu wszelkich dostępnych metod (kwerendy archiwalne, obserwacja makro i mikroskopowa, analizy fizyczne i chemiczne materiałów) elementów historycznych, elementów wtórnych i elementów, co do których nie ma pewności z jakiego okresu pochodzą. Elementy historyczne oraz te, co do których są wątpliwości powinny być zachowane i konserwowane z największym pietyzmem, natomiast elementy wtórne mogą być usuwane, o ile ich usunięcie nie spowoduje szkody dla substancji historycznej, ewentualnie pozostawiane z zaznaczeniem, że są to elementy wtórne bądź wymieniane na nowe, jeżeli bezpieczeństwo lub aspekt wizualny obiektu tego wymaga.

W praktyce konserwatorskiej można mówić o dziewięciu podstawowych zasadach konserwatorskich wynikających z obowiązujących kodeksów etyki zawodowej. Zasady te pozostają w ścisłym związku z wartościami charakteryzującymi zabytek, takich jak: wartość historyczna, wartość dokumentalna, wartość komemoratywna, wartość estetyczna, wartość ekonomiczna, wartość użytkowa, wartość emocjonalna, wartość społeczna, wartość edukacyjna. Określenie wartości zabytku determinuje hierarchię ważności wspomnianych dziewięciu zasad, a także pomaga w ich interpretacji i praktycznym zastosowaniu.

Pogodzenie racji związanych z zabezpieczeniem dokumentalnych wartości zabytków i ich autentyzmu z potrzebą ich udostępnienia zwiedzającym, zwłaszcza w wypadku obiektów budowlanych wymaga podejmowania wyważonych, często kompromisowych decyzji. Najtrudniejszymi momentami są pogodzenie zabezpieczenia materii i formy, przestrzeni zabytku i równoczesne zapewnienie bezpieczeństwa związanego z użytkowaniem obiektu (wytrzymałość konstrukcji, kwestie pożarowe i inne) oraz osiągnięcie rezultatu estetycznego w maksymalny sposób eksponującego autentyzm oraz wpisującego się w oczekiwania odbiorcy”[M30].

Prace w terenie realizowane były przez interdyscyplinarny zespół składający się z konserwatorów zabytków, inżynierów budownictwa oraz archeologów. Część osób z doświadczeniem przy obiektach konserwatorskich do zespołu było przekierowanych w ramach porozumienia z Działu Konserwacji, a część zatrudnionych z rynku zewnętrznego.

W skład zespołu, który realizował projekt pilotażowy i wypracował istotnie doświadczenia wchodziły następujące osoby m.in.: kierownik projektu – Zofia Drabczyk, autor niniejszej rozprawy pełniący funkcję kierownika budowy: Łukasz Szoblik, kierownik prac konserwatorskich – Ewa Cyrulik (Bestyńska), kierownik robót – Szymon Jancia, kierownik prac archeologicznych – Sylwia Foks.

Pierwszy projekt pilotażowy o którym mowa powyżej dotyczył konserwacji i remontu dwóch murowanych baraków o nr inw. B-123 i B-124. Pierwsze prace poza projektowymi dotyczyły prac organizacyjnych i zabezpieczających, które rozpoczęły się wiosną 2015r.

Prace opisane w podrozdziałach 4.5, 5.5, 6.5, 7.5 i rozdziale 9 niniejszej rozprawy zostały zrealizowane w czterech barakach o numerach inwentarzowych B-123, B-124, B-138 i B139. Były one realizowane w latach 2015-2024 w ramach przedstawionego powyżej GPK. Poniżej, w kolejnych punktach scharakteryzowano innowacyjne rozwiązania wypracowane przez zespół Muzeum.

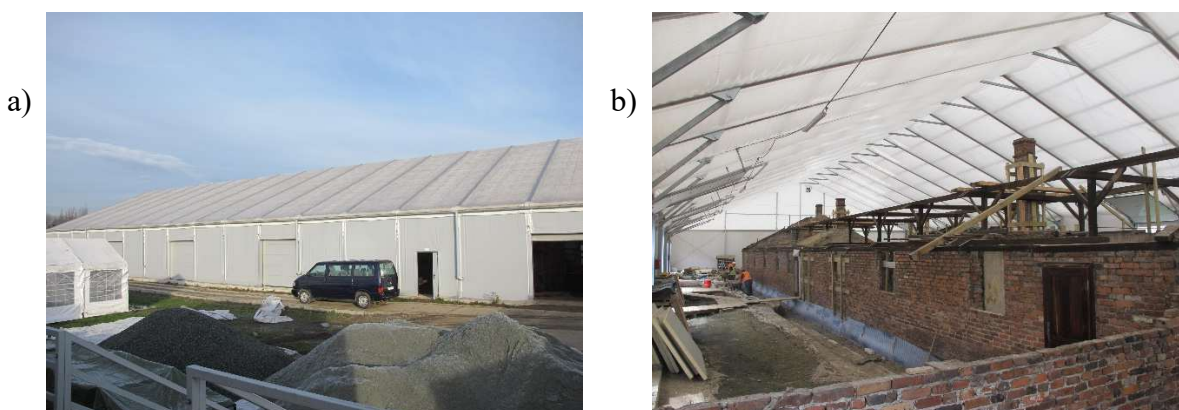
2.4.1 Projekt dotyczący baraków B-123 i B-124

Prace przy barakach o numerach inwentarzowych B-123 i B-124 realizowane były w latach 2015-2020 wg projektu [M31]. Zespół Muzeum wypracował innowacyjne rozwiązania i standardy prowadzenia prac:

- montaż tymczasowych hal namiotowych (w formule zaprojektuj i wybuduj) zabezpieczających obiekty na czas prowadzenia robót,
- organizacji placu budowy prowadzenia prac konserwatorskich i robót budowlanych,
- optymalizowania harmonogramu prac; prace realizowano w konfiguracji dwóch obiektów B-123 i B-124 w tym samym czasie dającym możliwość przeplatania zadaniami w barakach przy skomplikowanych wymagających czasu nie dających się przewidzieć problemach technicznych czy konserwatorskich, a także w przypadku odsłonięcia archeologicznej infrastruktury podziemnej podczas prowadzonych prac ziemnych,
- współpraca interdyscyplinarnego zespołu specjalistów branżowych, zatrudnionych w Muzeum,

Zespół wypracował techniczne rozwiązania dotyczące zabezpieczenia konstrukcji baraku murowanego, między innymi:

- sposób remontu i zabezpieczenia fundamentów, podbijanie i hydroizolacja,
- metodę rektyfikacji wychylonych ścian baraku,
- metodę stabilizacji ścian szczytowych baraku,
- sposób zabezpieczenia drewnianej ściany działowej, przy współpracy z projektantem firmy EMGIEprojekt /B-124/ [M31],
- zabezpieczenie stropu drewnianego z supremą w pomieszczeniach funkcyjnych poprzez podwieszenie do rusztu stalowego.



Rys. 2-7. Baraki B-123 i B-124 podczas remontu realizowanego w ramach GPK – widok ogólny: a) namiot, w którym znajduje się barak, b) wnętrze namiotu z barakiem

Zespół wypracował metody konserwacji i zabezpieczenia niekonstrukcyjnych elementów baraku, między innymi:

- metodę konserwacji i podwieszenia stropu z płyt suprema,
- metody zabezpieczenia i konsolidacji nawarstwień ściennych,

-
- sposób inwentaryzacji i demontażu elementów baraku na potrzeby prac m.in. elementów drewnianych boksów prycz, posadzek ceglanych i betonowych,
 - metody do identyfikacji historycznych i niehistorycznych elementów więźby dachowej (oryginalne, wtórne),
 - nowe metody dokumentacji prac konserwatorskich.

2.4.2 Projekt dotyczący baraków B-138 i B139

Prace przy barakach o numerach inwentarzowych B-138 i B139 realizowane były w latach 2019-2024 wg projektu [M32] [M33]. Na bazie wypracowanych rozwiązań w projekcie pilotażowym opisanych w punkcie 2.4.1 zespół wprowadził ergonomiczne rozwiązania, poprawiono standardy organizacyjne prac, między innymi:

- przeorganizowano plac budowy rozbudowując część socjalną oraz przeorganizowując zaplecze techniczne,
- hale namiotowe zostały wzbogacone o rozwiązania związane z ich dodatkowym wietrzeniem na ścianach szczytowym, umożliwiające przy ich zamknięciu niezależny dopływ powietrza
- powstały nowe typy regałów do przechowywania zdemontowanych elementów drewnianych,
- adaptowano specjalistyczny kontener warsztatowy do prowadzenia prac konserwatorskich,
- wykonano stanowisko do impregnacji wzmacniającej na placu budowy,
- adaptowano dodatkowe małe hale tymczasowe do składowania elementów po demontażu jak i po wykonanej konserwacji m.in. posadzki ceglanej, elementów drewnianych

Zespół Muzeum kontynuował prace i udoskonalał technologie rozwiązań w zakresie zabezpieczenia konstrukcji baraku murowanego, między innymi:

- rektyfikacje wychylonych ścian baraku, wykonanie dodatkowych badań najbardziej wychylonej ściany szczytowej na terenie BI,
- poszerzenie badań i analiz rektyfikacji odkształconych ścian baraków,
- opracowanie rozwiązania technicznego dla zachowania oryginalnych elementów więźby dachowej.



Rys. 2-8. Baraki B-138 i B-139 podczas remontu realizowanego w ramach GPK – widok ogólny: a) wnętrze namiotu z barakiem, b) drewniana więźba dachowa

Aby przeprowadzić kompleksową konserwację przy tych nietypowych obiektach należy poszukiwać rozwiązań obejmujących złożone problemy gruntowo - wodne, konstrukcyjno-budowlane i konserwatorskie. Dlatego Muzeum zainicjowało szeroki program badawczy służący zidentyfikowaniu mechanizmów leżących u źródeł zniszczeń budynków i mający na celu opracowanie metod ich bezpiecznej i kompleksowej konserwacji [M1] [M2] [M3] [M4] [M5] [M6] [M7] [M23] [M24]. Dodatkowym źródłem wiedzy (ciągle poszerzanym) o obiektach oraz przyczynach degradacji poszczególnych ich elementów takich jak ściany, posadzki, więźba dachowa i jej poszycie są ekspertyzy i opinie dotyczące stanu technicznego baraków murowanych [M8] [M9] [M10] [M11] [M12] [M13] [M14] [M15] [M16] [M17]. Przed rozpoczęciem prac określone zostały założenia konserwatorskie dla baraków murowanych na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II – Birkenau [M 30]. Założenia te były podstawą do przygotowania programów prac konserwatorskich [M18] [M19] [M20] [M21] [M22].

Głównym założeniem konserwacji baraków murowanych jest zachowanie ich historycznej, dokumentalnej wartości, jak również udostępnienie budynków zwiedzającym tak, aby umożliwić im bezpieczne obcowanie z autentyczną przestrzenią, materią oraz formą tych obiektów. Rozwiązania techniczne związane z zabezpieczeniem baraków muszą więc być skuteczne, ale i podporządkowane prymatowi zasad konserwatorskich, w szczególności ratowaniu zabytkowej substancji i autentycznego charakteru budynków. Konserwacja autentyzmu jest jednym z dwóch filarów podstawowej działalności Miejsca Pamięci, drugim jest edukacja.

Pozostałości po Auschwitz - Birkenau to przede wszystkim zespół zabytków historycznych o znaczeniu dokumentu. Stanowią nie tylko przestrozę dla przyszłych pokoleń, ale i dowód historyczny przeciw każdemu, kto próbowałby podważyć zjawisko bądź skalę zbrodni popełnionych w Auschwitz. W czasach, gdy umierają ostatnie ofiary i świadkowie Holokaustu, pozostałości po obozie pozostają jedynym materialnym świadectwem dramatycznych wydarzeń. Właśnie jako dokumenty historii, zabytki te niosą także wartości społeczne i edukacyjne.

3 Naprawy uszkodzonych zabytkowych obiektów o murowanej konstrukcji nośnej

Przed przystąpieniem do remontów murowanych baraków znajdujących się na terenie Auschwitz II-Birkenau poszukiwano informacji o rozwiązaniach podobnych zagadnień w literaturze przedmiotu. Zebrane informacje podzielono na zagadnienia dotyczące: fundamentów, posadzek, dachów oraz ścian. Podział ten jest zgodny z przyjętą systematyką analiz prowadzonych w odniesieniu do murowanych baraków w kolejnych rozdziałach o numerach od 4 do 7.

Większość publikacji dotyczy przystosowania zabytkowych budynków do współczesnych wymagań użytkowych, z ewentualną zmianą funkcji. Wśród tych zagadnień dominują problemy takie jak: adaptacja budynku do potrzeb osób niepełnosprawnych, poprawienie komfortu użytkowania w tym komfortu cieplno-wilgotnościowego, poprawienie właściwości akustycznych przegród budowlanych. Często relacjonowane były prace towarzyszące modernizacji budynków, uwzględniające wymianę i zastosowanie nowej instalacji, przebudowę, rozbudowę czy nadbudowę. Wiele analiz dotyczyło diagnostyki konstrukcji.

3.1 Fundamenty

Zgodnie z obecnie obowiązującymi zasadami wiedzy i sztuki budowlanej oraz wymaganiami technicznymi, budynki posadowione w gruncie powinny posiadać poziome i pionowe izolacje przeciwwilgociowe lub przeciwwodne, które chronią podziemne części budynku przed wnikaniem wilgoci z gruntu. Brak izolacji doprowadza do niszczenia zawilgoconych murów. Skutki braku izolacji i działania wilgoci są widoczne w postaci plam i wykwitów solnych, łuszczenia się powłok malarskich, osłabienia i odparzenia tynków oraz lasowania się cegieł.

Tymczasem większość zabytkowych obiektów funkcjonuje bez kompleksowego zabezpieczenia wodochronnego. Wykonywanie izolacji przeciwwilgociowych i przeciwwodnych w obiektach istniejących jest zdecydowanie trudniejsze niż na etapie ich wznoszenia. Szczególnym wyzwaniem, ze względu na ochronę konserwatorską oraz zły stan konstrukcji, jest wykonywanie robót izolacyjnych w obiektach zabytkowych, gdy są one nadal eksploatowane. Przykładem jest tutaj budynek Starej Pomarańczarni w Warszawie, który spełnia wiele funkcji od wystawienniczych i muzealnych po teatralne [6].

W obiektach zabytkowych w których fundamenty w całości lub części są murowane z cegły ważna jest analiza nośności fundamentów również w kontekście jakości użytych zapraw [7].

Chcąc zaprojektować poprawne rozwiązanie zabezpieczeń wodochronnych w budynku zabytkowym, należy najpierw dokładnie określić stopień zawilgocenia ścian, wykonując pomiary wilgotności murów [8].

Problemy związane z usunięciem wilgoci z budynków zabytkowych poddanych renowacji zostało opisane w [9] na przykładzie kamienicy w centrum Bielska Białej oraz wolnostojącej

modernistycznej willi w Wiśle, natomiast problemy związane z metodyką pomiarów wilgotności ścian murowanych w obiektach zabytkowych zobrazowano w pracy [10].

Ochrona przed wilgocią zabytkowych obiektów militarnych przeznaczonych do adaptacji opisana została w [11]. Artykuł omawia metody zabezpieczeń przeciwwilgociowych zabytkowych obiektów wojskowych zagłębionych w gruncie, ze szczególnym uwzględnieniem historycznych glinianych przepon. Ze względu na trudny dostęp do tych zabezpieczeń, ich ocena możliwa jest głównie poprzez badania geotechniczne, a ingerencja w strukturę obiektu powinna być minimalna. Nowe rozwiązania powinny skutecznie chronić przed wilgocią, umożliwiać odprowadzanie jej z przegród budowlanych oraz wspierać prawidłową wentylację i ograniczenie wilgoci sorpcyjnej.

Ciekawym przykładem zabezpieczenia fundamentów są podziemia kolegiaty w Wiślicy [12] który ma eksperymentalny charakter architektoniczno-inżynierskich rozwiązań o cechach układu hybrydowego. Zrelacjonowane zabezpieczenia obejmują zagadnienia statyki unikatowych reliktyw zabytkowych budowli i zabezpieczeń przeciwwilgociowych. W przedstawionym rozwiązaniu przyjęto zbudowanie korytarza obiegającego mury fundamentowe kolegiaty, którego zadaniem będzie ich stałe wietrzenie i osuszanie oraz wspomaganie mechaniczne istniejącego systemu wentylacji grawitacyjnej podziemia ekspozycyjnego pod kolegiatą. Konstrukcja korytarza stała się możliwa wobec stwierdzenia w badaniach sondażowych poziomu stopy fundamentowej ścian kolegiaty oscylującego wokół wartości 2,95–3,05 m poniżej poziomu współczesnego terenu. Przekrój korytarza wentylacyjno-osuszającego przyjęto, uwzględniając poprowadzenie wzdłuż jego zewnętrznych ścian kanałów wentylacji mechanicznej i instalacji technicznych oraz możliwość przemieszczania się tym korytarzem ekip konserwatorskich i grup zwiedzających. Tym samym płyta stropowa korytarza przejęła w poziomie terenu funkcję izolującą mury fundamentowe i wraz z opaską z ołowiowej płyty odprowadza wodę opadową na zewnątrz korytarza do systemu drenażu opaskowego podłączonego do kanalizacji miejskiej. Specjalnie dobrana kompozycja warstw gruntu, nawierzchni i trawnika ma zapobiec rozbryzgiwaniu się strumieni wody i umożliwić ich kontrolowany odpływ do drenażu.

Zespół naukowców z Międzyuczelnianego Instytutu Konserwacji i Restauracji Dzieł Sztuki, poszukując skutecznego sposobu opanowania problemów oddziaływania wód na stan zachowania zabytkowych murów kolegiaty i reliktyw archeologicznych, uznał, że koncepcja korytarza ekspozycyjnego wokół ścian fundamentowych i tym samym przeniesienie ciężkiej izolacji przeciwwilgociowej na strop i zewnętrzne ściany nowej konstrukcji oraz odprowadzenie wody opadowej do systemu drenażu włączonego do sieci kanalizacji może być wykorzystana jako układ równoległy, stając się zarazem kanałem wentylacyjnym mechaniczno-grawitacyjnym, pozwalającym na redukcję do dopuszczalnego poziomu zawilgocenia przestrzeni ekspozycji podziemnej. Rozwiązanie takie wymagało z kolei szczególnych i innowacyjnych rozwiązań konstrukcyjnych [12].

Do najbardziej popularnych historycznych rozwiązań konstrukcyjnych, mających na celu zabezpieczenie budynków przed wodą i zawilgoceniem należały:

- dębowe podwaliny ścian budynku,
- izolowanie fundamentów warstwą gliny,
- wykonywanie fundamentów z materiałów mało nasiąkliwych (kamieni),
- odprowadzenie wód opadowych jak najdalej od budynku,

- lokalizacja budynku w obszarach suchych. [13].

Analiza wzmocnienia fundamentów zabytkowego budynku opisana została w [14] gdzie na podstawie dokumentacji geologicznej i budowlanej jednego z zabytków sztuki sakralnej województwa opolskiego przeprowadzono analizę posadowienia tegoż zabytku na przestrzeni wieków. Pierwsza faza obejmowała analizę – zachowanie fundamentów pierwotnych kościoła posadowionego na skarpie. Druga faza obejmowała analizę fundamentu po wzmocnieniu oraz zabezpieczeniu skarpy murem oporowym z cegły. Ostatnia trzecia faza obliczeń, objęła fundamenty konstrukcji po wzmocnieniu wraz z murem oporowym wzmocnionym płaszczem żelbetowym i palisadą z mikropali zakotwionych w murze. Na podstawie wyników analiz oceniono stabilność skarpy i konstrukcji. Określono też proponowany kierunek dalszych prac konserwatorskich, aby budynek historyczny był przydatny dla przyszłych pokoleń. Równie ciekawa analiza zachowania fundamentów budynków historycznych scharakteryzowana została w [15] .

Zastosowanie technologii Jet Grouting do renowacji zabytkowych budynków przedstawione zostało w opracowaniu. Iniekcja strumieniowa jest stosowana już od kilkudziesięciu lat, a możliwości jej wykorzystania jest wiele. Służy m.in. do realizacji specjalistycznych prac geotechnicznych w ramach modernizacji obiektów zabytkowych. Zastosowano ją np. podczas modernizacji kompleksu usługowo-mieszkalnego przy ul. Stradomskiej w Krakowie oraz Pałacu Branickich w Warszawie [16].

Informacje dotyczące zagadnień wykonawczych pionowych izolacji przeciwwilgociowych ze szlamów mineralnych i mas bitumicznych zawarto w opisie pracy [17], ze zwróceniem szczególnej uwagi na bardzo dokładne ustawienie parametrów ich wykonania, w tym sposób i czas mieszania materiału reżim dotyczący ciśnienia i odpowiedniego stosunku podawanej wody do spoiwa a także informacje o ilości mieszanego materiału.

3.2 Posadzki

Zdaniem autora, bardzo cenne spostrzeżenia dotyczące posadzek można znaleźć w monografii [18]. Wskazano tam, że stare podłogi i posadzki stanowią ogromną część autentyczności zabytkowych wnętrz, często są usuwane i zastępowane nowymi ze względów użytkowych, jak również podczas wymiany stropów na ogniotrwałe. Stare podłogi z szerokich desek mają szczególnie efektowny i trudny do zastąpienia wyraz. Mogą być pozostawione po odpowiedniej naprawie i uzupełnieniu, oczyszczone i pokryte bezbarwnymi naturalnymi środkami konserwującymi (pasty woskowe). Środki chemiczne i lakiery nadające połysk nie są odpowiednie do tego celu. Konserwacja różnego rodzaju ozdobnych parkietów w salach i wnętrzach pałacowych polega na uzupełnieniu ubytków i przeszlifowaniu, a nieraz demontażu całości i ponownym ułożeniu na ślepej podłodze. Zachowane fragmenty autentycznych płytek posadzek powinny być użyte w mniej narażonych na zużycie fragmentach wnętrza jako świadectwo dawnych form na tle ewentualnych rekonstruowanych lub zaprojektowanych nowych nawierzchni. Podobnie jak inne elementy budynku, dobór materiału i układ posadzek mają istotne znaczenie i są uzależnione od charakteru stylowego budowli i miejscowych tradycji. Wiadomo np., że w Polsce posadzki z polerowanego marmuru, zwłaszcza wielobarwnego, we wnętrzach gotyckich są nieodpowiednie ze względu na autentyczność wyrazu, natomiast odpowiednie we wnętrzach późnorennesansowych i barokowych. Podobnie też posadzki z parkietu. W razie istnienia takowych, wykonanych w toku późniejszych przebudów,

należy to uszanować, ale projektując nowe posadzki we wnętrzach, należy mieć to na uwadze. Materiał posadzki i faktura ich nawierzchni mogą też być potraktowane nowocześnie jako kontrast do zabytkowej faktury ścian wnętrza, np. polerowany granit lub marmur o odpowiednio dobranym kolorze i układzie płyt, lecz zależy to od charakteru obiektu, funkcji i koncepcji projektowej [18].

Diagnostyka posadzek przemysłowych opisana została w opracowaniu [19], gdzie wykazano, że w celu rzetelnej oceny stanu technicznego posadzki konieczne jest przeprowadzenie szczegółowych badań diagnostycznych, bez zakładania jej zgodności z projektem. Badania te powinny dostarczyć danych do obliczeń sprawdzających oraz umożliwić identyfikację ewentualnych przyczyn uszkodzeń.

Problem delaminacji w posadzkach betonowych przedstawiono w pracy [20], gdzie stwierdzono, że aby zapobiec delaminacji posadzek betonowych, kluczowe jest rozpoczęcie zacierania we właściwym momencie – gdy beton przestaje być plastyczny i ustaje wyciek wody z mieszanki. Należy unikać stosowania napowietrzonych mieszanek betonowych oraz usuwać zastoiny wody z powierzchni przed pracami wykończeniowymi, by nie pogorszyć trwałości warstwy wierzchniej. Zbyt wczesne lub zbyt późne zacieranie prowadzi do błędów wykonawczych, które są trudne do naprawy i mogą wymagać całkowitej renowacji nawierzchni.

Ciekawa diagnostyka nieniszcząca zabytkowej posadzki w gdańskim Żurawiu z zastosowaniem metody georadarowej opisana została w [21].

Rewitalizacja posadzek betonowych typu lastrico w obiektach zabytkowych zobrazowano w pracach [22], [23]. Jest to złożony, wieloetapowy proces, który musi być poprzedzony szczegółową analizą techniczną i materiałową powierzchni. Dobór odpowiednich technologii i metod naprawy zależy od rodzaju użytego kruszywa, stopnia uszkodzeń oraz doświadczenia wykonawcy. Istotny jest także odpowiedni sprzęt oraz stały nadzór specjalisty, ponieważ błędy na każdym etapie mogą skutkować koniecznością rozbiórki i ponownego odtworzenia posadzki.

3.3 Dachy i poszycia dachowe

Konstrukcje dachów wykonane z drewna ulegają niszczeniu na skutek działalności owadów oraz procesu rozwoju grzybów i gnicia. Wszystkie procesy, z wyjątkiem działalności owadów, zapoczątkowane są w środowisku wilgotnym, a zniszczenia spowodowane nimi występują na ogół w charakterystycznych miejscach, np. na styku z murami zewnętrznymi [18].

Dawni budowniczowie końce belek stropowych i tramów więźby dachowej osadzali wprost w murach, bez ich izolowania i możliwości przewietrzania, a specjalne kamienne wsporniki na belki, umożliwiające ich swobodną wentylację, są dość rzadko spotykanym elementem konstrukcyjnym. W budynkach o konstrukcji drewnianej (wieńcowej lub szachulcowej) niedostateczna izolacja drewna od murowanych fundamentów powodowała również przyspieszone zniszczenia. Długowieczność struktur drewnianych jest więc przede wszystkim rezultatem nadmiernie dużych przekrojów i zagęszczenia elementów nośnych [18].

Inną przyczyną zniszczeń są zawilgocenia na skutek nieszczelności pokrycia dachowego oraz brak osłony elementów drewnianych. Dotyczyło to zwłaszcza połączeń ciesielskich, gdzie skupiona wilgoć miała dostęp do zagłębień w drewnie. Niezależna od tych czynników jest

jedynie działalność owadów, których larwy żywiące się drewnem drążą w nim korytarze i osłabiają jego wytrzymałość. W przeciwieństwie do grzybów i gnicia, na które dawniej nie znano innych sposobów oprócz wymiany lub wzmocnienia nadbitkami uszkodzonych części, przeciw owadom stosowano m.in. bielenie konstrukcji drewnianych (więźba) mlekiem wapiennym, a w stropach rolę tę pełniła dekoracja malarska. Podobną rolę odgrywało też bielenie i malowanie wiejskich budynków drewnianych [18].

Badania przeprowadzone w [24] wskazują że po wieloletniej eksploatacji nastąpiła degradacja drewna w strefach przypowierzchniowych. Podobny nierównomierny rozkład miał moduł sprężystości drewna. Należy jednak uwzględnić fakt, iż na skutek zjawisk reologicznych wytrzymałość drewna pod długotrwałym obciążeniem maleje w większym stopniu niż wzrasta jego odkształcalność. Skutkiem nierównomiernego rozkładu modułu sprężystości drewna w przekroju belki jest redystrybucja naprężeń normalnych (dotyczy wysokości i szerokości przekroju).

Ciekawe badanie konstrukcyjnych elementów drewnianych z wykorzystaniem urządzenia Woodtester opisano w pracy [25]. Badania wykazały możliwość ustalenia zależności między wynikami badań niszczących a sklerometrycznych dla konstrukcji z drewna sosnowego, co odpowiada na potrzeby normy PN-EN 17121:2020 dotyczącej oceny historycznych konstrukcji drewnianych. Uzyskane korelacje, mimo zróżnicowanej siły, mogą być wykorzystane w praktyce inżynierskiej do szacowania właściwości drewna, a ich dalsze doprecyzowanie planuje się poprzez rozszerzenie próby badawczej.

Zagrożenia dla zabytków powodowane przez grzyby przedstawiono między innymi w [26] i [27]. Elektroakustyczne metody detekcji żerujących w drewnie larw owadów zreferowano w [28]. Ciekawe sposoby na zwalczanie owadów – szkodników technicznych drewna za pomocą mikrofal opisuje [29]. Do walki ze szkodnikami drewna niszczące zabytki i muzealia zastosowano metodę wykorzystującą promieniowanie gamma [30].

Konstrukcyjne drewno zabytkowe a w szczególności metody badań na przykładzie więźb dachowych zdefiniowano w pracy [31], oraz drewno jako materiał w zabytkach pokazano w [32]. Konserwacja drewna zabytkowego w Polsce przedstawiona jest w pacach [33], [34], gdzie autorzy podkreślają, że skuteczna konserwacja drewnianych zabytków wymaga interdyscyplinarnego podejścia, łączącego wiedzę techniczną, biologiczną i artystyczną. Drewno, choć cenne i wszechstronne, jest podatne na degradację pod wpływem warunków środowiskowych, dlatego niezbędne są odpowiednie działania ochronne i konserwatorskie. Dzięki takim zabiegom wiele drewnianych obiektów przetrwało do dziś, stanowiąc cenne świadectwo kultury materialnej.

Ważnym elementem chroniącym więźbę dachową jest poszycie dachu. W znacznej liczbie obiektów zabytkowych wykonane ono jest z dachówki. Zmiana właściwości dachówek ceramicznych i cementowych podczas eksploatacji pokryć dachowych opisana została w pracy [35]. Dachówki ceramiczne wykonane w XIX. wiecznej technologii – spełnienie wymagań konserwatorskich oraz przepisów technicznych przedstawione zostało w [36]. Zadanie odtworzenia historycznej dachówki w kościele pw. Św. Stanisława w Starym Zamku opisano w [37], natomiast zastosowanie ręcznie formowanej dachówki karpiówki przy renowacji świątyń wiejskich na terenie Brandenburgii pokazano na przykładzie kościoła w Rossow [38].

3.4 Ściany

Konstrukcje murowe z przełomu XIX i XX w. oraz z okresu międzywojennego mogą być wykonane w technikach mało znanych i współcześnie niestosowanych, takich jak: mury jednoszczelinowe szczelinowe, dwuszczelinowe, zazębione, powłokowe o szczelinach zamkniętych poziomych, mury oszczędnościowe Katona, Favtha, Taubera, Eckerta, Siebolda, Soupa [39]. W konstrukcjach tych mogły być również stosowane elementy murowe współcześnie nieprodukowane lub rzadko stosowane, np. pustaki Opoka, Czerwiński-Zacharjewicz, Universal, Fordon, Schneidera, Sahima [39]. Właściwa identyfikacja materiałowo-techniczna murów historycznych daje wieloaspektowe spektrum wiedzy dotyczącej elementów murowych, zapraw, łączników, typów wiązania oraz technologii lub techniki wykonania [40]. Wyczerpująco rozwój konstrukcji murowych w Polsce przedstawiono w [41].

Ocenę wytrzymałości na ściskanie murów istniejących budynków na podstawie badań próbek nienormatywnych opisano w pracy [42]. Wytrzymałość na ściskanie murów w istniejących budynkach, ocena na podstawie badań próbek rdzeniowych została zdefiniowana w opracowaniu [43]. Natomiast wytrzymałość na ściskanie XIX-wiecznych murów ceglanych zdefiniowano w pracy [44]. Ciekawym przykładem diagnozy konstrukcji murowych są badania murów zamku w Będzinie z użyciem tomografii ultradźwiękowej [45]. Badania wilgotności i zasolenia murów oraz sklepień ceramicznych w historycznym obiekcie podziemnym opisano w pracy [46].

Wodę jako główny czynnik procesów degradacji cegły ceramicznej opisano w pracy [47]. Wykazano, że woda odgrywa kluczową rolę w degradacji cegły, ponieważ jest czynnikiem inicjującym i wspomagającym różne procesy korozyjne. Jej obecność prowadzi do zmian w strukturze materiału, co pogarsza jego właściwości mechaniczne i sprzyja powstawaniu wysoleń oraz biodeterioracji. Dodatkowo, woda umożliwia rozwój mikroorganizmów i wpływa na ruchy konstrukcyjne, powodując deformacje i pęknięcia murów. Jednym z najważniejszych i najczęściej występujących mankamentów budowli zabytkowych jest zawilgocenie, spowodowane brakiem izolacji fundamentów i murów piwnicznych. Oprócz nadmiaru wilgotności powietrza występują plamy na tynkach, często też pokrywające się białym puchem wykrystalizowanych soli. Przy odpowiedniej temperaturze i pożywcze sprzyja to również rozwojowi grzyba domowego. Przeciwdziałanie temu zjawisku polega na: powstrzymaniu dopływu wilgoci i osuszeniu za pomocą różnych metod oraz usunięciu skutków zawilgocenia. Wiele metod znanych z XIX w. i początków XX w. i opisanych w starych podręcznikach jest jednakże nieskutecznych, a nawet szkodliwych z wielu względów i należy przestrzec przed ich stosowaniem. Zwłaszcza bezcelowe są izolacje pionowe (bez poziomych), wykonywane w formie warstwy lepiku asfaltowego albo asfaltowych płyt korkowych, które powodują tylko podnoszenie się wilgoci kapilarnej ponad tę izolację [18]. Sposób na zabezpieczenie elewacji przed korozją mikrobiologiczną przedstawiono w opracowaniu [48]. Badania nad hydrofobizacją zniszczonych murów ceglanych na przykładzie Pawilonu i Szpitala Tworowskiego w Pruszkowie opisano w pracy [49].

Temat zabezpieczenia historycznych murów a dokładnie hydrofobizacja cegieł licowych – „lek na wszelkie zło czy droga do kłopotów” opracowano w [50].

Rewaloryzacja murów w obiektach zabytkowych w sposób konserwatorsko-budowlany opisana została w pracy [51]. Znane od lat są to sposoby wzmacniania murów z zastosowaniem

np. śrub rzymskich, klamrowania, kotwienia, a przede wszystkim w artykule pokazano zalety stosowania stabilizacji ścian prętami ze stali austenitycznej w celu przywrócenia murom ich ciągłości.

Bardzo ciekawym i przyszłościowym narzędziem do inwentaryzacji obiektów zabytkowych jest skanowanie laserowe oraz modelowanie obiektu w technologii BIM czy HBIM w odniesieniu do obiektów o znaczeniu historycznym. Zastosowanie skaningu laserowego do inwentaryzacji obiektów zabytkowych opisano w pracy [52] oraz w pracy [53]. Pomiary uszkodzeń budynku na podstawie trójwymiarowych danych ze skaningu laserowego zobrazowano w [54]. Identyfikacja i modelowanie zniekształceń budynku zabytkowego na podstawie chmury punktów pokazano w [55]. Skanowanie laserowe wykorzystano jako źródło informacji w analizie elewacji zagrożonego obiektu zabytkowego – dworu w Kliczewie Małym co zaprezentowano w [56]. Skanowanie laserowe jako najdokładniejsza metoda inwentaryzacji obiektów zabytkowych opisano na przykładzie pałacu Samuela Maciejowskiego w Krakowie w publikacji [57].

Zabytkowe obiekty często po przeprowadzonych pracach budowlanych oraz konserwacji należy sprawdzać i kontrolować ich stan konstrukcji, wzmocnień. Monitoring geometryczny obiektów zabytkowych opisany został w [58].

Modelowanie stref zdegradowanych w analizach wytrzymałościowych obiektów zabytkowych zostało opisane w pracy [59] gdzie zaprezentowano praktyczny sposób modelowania i oceny stanu naprężeń w konstrukcjach i elementach zdegradowanych lub wzmocnianych, wykorzystując analizy komputerowe. Metodyka badań i rewitalizacji obiektów zabytkowych przedstawiona została w opracowaniu [60]. Natomiast wpływ występujących zagrożeń i awarii budowlanych na potrzeby rewitalizacji i rekonstrukcji obiektów budowlanych opisany jest w [61]. Ciekawa metoda zarządzania renowacją budynków zabytkowych oparta na konsekwencjach wcześniejszych zaniechań renowacji została opisana w [62].

Rewitalizacja zabytkowych budynków powinna być poprzedzona rzetelnymi badaniami, z pełną diagnostyką stanu technicznego budynku. Tylko pełna i właściwa ocena istniejącej konstrukcji zabytkowej może stanowić właściwą bazę do tworzenia projektu i realizacji jej rehabilitacji lub adaptacji, z programem konserwatorskim włącznie [63].

W związku z postępującym, naturalnym zużyciem obiektów, zmieniającymi się warunkami klimatycznymi i wymaganiami użytkowymi niezbędne jest opracowanie szczegółowego programu utrzymania obiektu, przewidywanie rozwoju uszkodzeń i degradacji materiału oraz prowadzenia prac naprawczo-remontowych tak, aby zapewnić jego jak najdłuższą, bezawaryjną eksploatację. Z punktu widzenia kompletności opracowania, pod względem konstrukcyjnym, jego niezbędnym elementem powinna być analiza historyczna procesu projektowania i realizacji obiektu (w miarę dostępności źródeł archiwalnych) oraz przebiegu użytkowania - czego przykładem jest diagnostyka stanu technicznego zabytkowej hali targowej z początku XX wieku [64].

Podsumowując dokonany przegląd literatury dotyczący konstrukcji murowych można stwierdzić, że zagadnienie remontów obiektów tymczasowych, wzniesionych z materiału rozbiórkowego nie było dotychczas szerzej podejmowane. Takimi właśnie są murowane baraki znajdujące się na terenie Auschwitz II-Birkenau. Stąd wymagają one niestandardowego podejścia i wprowadzenia innowacji, które są opisane w podrozdziale 7.5.

3.5 Rektyfikacje budowli i ich elementów

Rektyfikacja pojedynczych ścian zabytkowych budowli nie była dotychczas szerzej stosowana. W szczególności brak jest w literaturze przedmiotu informacji na temat metod obliczeniowych i technik takich przedsięwzięć. Z tego powodu zdecydowano się przedstawić znane przypadki rektyfikacji całych budowli ze szczególnym uwzględnieniem rektyfikacji budynków zabytkowych.

3.5.1 Przyczyny wychyleń

Najczęstszą przyczyną wychyleń obiektów budowlanych jest nierównomierne osiadanie podłoża gruntowego. Najsłynniejszą i najlepiej udokumentowaną wychyloną budowlą z tego powodu jest dzwonnica katedralna w Pizie (Krzywa Wieża w Pizie), której wysokość wynosi 55 m, średnica 20 m a odchylenie od pionu jej wierzchołka wynosi ok. 5 m (wychylenie ok. 90 mm/m) [65]. Innym cennym wychylonym zabytkiem, mierzącym 98,6 m była dzwonnica bazyliki św. Marka w Wenecji zbudowana między IX a XII wiekiem. Do również znanych wychylonych obiektów we Włoszech należą mieszkalne wieże Asinelli i Garisenda w Bolonii [66]. Odchylenie od pionu tej pierwszej, o wysokości 97, m wynosi ok. 2,23 m (ok. 23 mm/m). Lista wychylonych wież murowanych jest bardzo długa. Do znanych tego typu obiektów w Europie należą Wieża Kościelna wysokości 56 m w Bad Frankenhausen [67] wzniesiona w 1362 r., i odchylona od pionu 4,93 m (wychylenie 88 mm/m), Krzywa Wieża w Suurhusen pochodząca z 1450 r. [68] (27,4 m wysokości, odchylenie wierzchołka 5,430 m, wychylenie 198 mm/m) czy też wieża kościoła Oude Kerk w Delft z połowy XIV w (75 m wysokości, ok. 2 m odchylenia). Najbardziej znanymi murowanymi zabytkami wychylonymi w Polsce jest średniowieczna Krzywa Wieża w Ząbkowicach Śląskich, której odchylenie od pionu w poziomie blanków na wysokości 34 m wynosi 2,14 m (63 mm/m) oraz pochodząca z XIII w. baszta obronna w Toruniu wysokości 15 i odchylona od pionu o 1,46 m (97 mm/m).

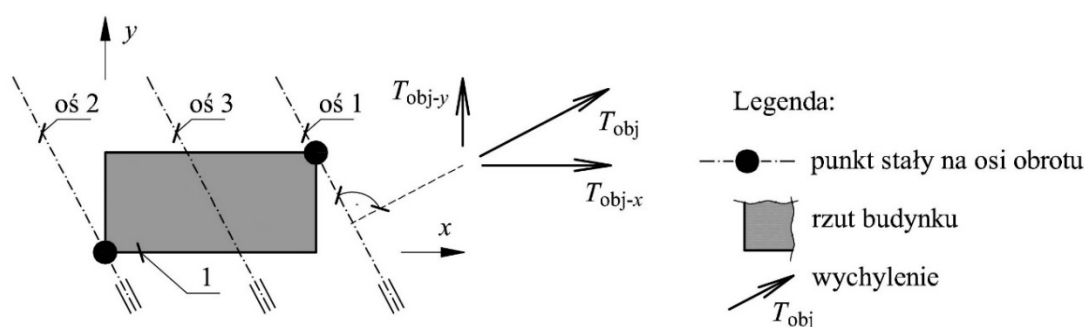
Znacznych wychyleń doznają także konstrukcje współczesne [69], co więcej wychylenie jest przyczyną ich katastrof. Na przykład w 1914 r. wystąpiła katastrofa żelbetowych silosów na zboże znajdujących się w miejscowości Transkona [70]. Polegała na wychyleniu się obiektu podczas pierwszego napełniania zbożem z pionu o ponad 26 stopni 53 minuty (obiekt napełniono w 87,5%). Dobrze rozpoznany przypadkiem wychylenia spowodowanego warunkami gruntowymi jest 10-cio kondygnacyjny mieszkalny budynek przy ul. Głębokiej 21 w Lublinie [71], którego wychylenie wynosi średnio 12,5 mm/m.

Przyczyną wychylania się budowli może być również pobór wody z niewielkich głębokości [72], a także z głębokich podziemnych zbiorników wód [73]. Wskutek tego wychyleniu uległa pochodząca z 1070 roku wieża dzwonnicy wysokości 42 m w Caorle w Wenecji [74]. Przyczyną wychyleń obiektów są często niepoprawnie zaprojektowane prace ziemne w sąsiedztwie istniejących budynków. Na przykład zmiana stosunków wodnych pociągnęła za sobą pogorszenie warunków pracy drewnianych pali, na których posadowione są zabytkowe budowle, co spowodowało ich nierównomierne osiadanie [75]. Do niespodziewanej intensyfikacji obniżen terenu podczas wykonywania tuneli prowadzi obecność starej infrastruktury podziemnej [76]. Częstą przyczyną wychylenia całych budowli lub tylko ich fragmentów jest posadowienie na gruntach nasypowych [63, 64]. Jako przyczynę wychyleń obiektów zlokalizowanych w niekorzystnych warunkach geotechnicznych wskazuje się często posadowienie na różnych poziomach, co w odniesieniu do zbiornika na wodę opisano w [79] a w odniesieniu do budynków w [80].

W literaturze znajduje się znaczna liczba informacji o wpływie podziemnej eksploatacji minerałów na wychylenia obiektów [67, 68, 69]. Wychylenie może być również wywołane równoczesnym oddziaływaniem wpływów górniczych i niekorzystnych warunków geotechnicznych, co w odniesieniu do kamienicy pochodzącej z końca XIX w. wykazano w [84].

3.5.2 Metody rektyfikacji

Traktując rektyfikację jako obrót bryły budynku względem osi poziomej można wyróżnić trzy metody usuwania wychyleń budowli. Pierwsza polega na obniżaniu wyżej położonej części obiektu. Wówczas oś obrotu znajduje się przy krawędzi położonej niżej (oś 1 na rys. 3-1). Druga polega na podniesieniu części obiektu znajdującej się niżej i wówczas oś obrotu znajduje się przy krawędzi położonej wyżej (oś 2).



Rys. 3-1. Usuwanie wychyleń jako obrót obiektu względem osi prostopadłej do kierunku wychylenia wypadkowego

Trzecia metoda polega na równoczesnym obniżaniu części położonej wyżej i podnoszeniu części położonej wyżej. W takiej sytuacji oś obrotu znajduje się na rzucie budynku (oś 3). Niezależnie od metody rektyfikacji oś obrotu jest prostopadła do kierunku wychylenia wypadkowego. Istnieje wiele sposobów realizacji każdej z tych metod [85]. Obniżanie można osiągnąć przez usuwanie gruntu spod budynku (odwierty poziome [86], pionowe [87], ukośne [88]) lub zmianę właściwości gruntu, na przykład przez zwiększenie wilgotności gruntów lessowych [89].

Jedną z pierwszych rektyfikacji opisanych w literaturze jest usunięcie w 1832 r. wychylenia wieży o kwadratowym rzucie o długości boku 9,8 m i wysokości 29,3 m znajdującej się w Wybunbury w Anglii. Odchylenie od pionu wieży o masie 1500 ton wynosiło 1,56 m (53 mm/m). Po odsłonięciu fundamentów wykonano rzędy otworów pod częścią budynku znajdującą się wyżej, co spowodowało obniżenie tej części aż do przyjęcia przez obiekt pionowego położenia [90]. W podobny sposób usunięto w 1866 r. wychylenie wieży kościoła znajdującego się w miejscowości Nijland w Holandii [91], gdzie odchylenie obiektu od pionu wynosiło 1,53 m.

Bardzo dobrze udokumentowanym i przebadanym procesem jest rektyfikacja Krzywej Wieży w Pizie [92]. Wieża przechodziła kilka remontów i bezskutecznych prób zatrzymania wychylania, między innymi obciążano powierzchnię gruntu po stronie znajdującej się wyżej. Dopiero remont przeprowadzony w latach 1990-2001 polegający na usunięciu otworami

44,61 m³ gruntu po stronie południowej, to jest przeciwnej do wychylenia, spowodowało zmniejszenie wychylenia z 5⁰ do 4⁰ a wzmocnienie gruntu przy pomocy 30 mikropali długości 6,5 m i średnicy 0,25 m ustabilizowało wieżę w nowym położeniu.

W podobny sposób przeprowadzono rektyfikację wychylonej 140 mm/m w kierunku północnym pagody Dinglin Temple. W przypadku tego obiektu, zachodziła obawa, że może nastąpić poślizg warstwy gliny, na których spoczywał obiekt, względem znajdujących się poniżej nachylonych warstw skalnych [93]. W związku z tym najpierw wykonano pionową palisadę z pali żelbetowych wokół obiektu, następnie wzmocniono grunt po północnej stronie pagody przez wykonanie kilkudziesięciu otworów pionowych i ukośnych i wypełnienie ich zaczynem cementowym.

W pracy [94] przedstawiono sytuację budynku znajdującego się w odległości 12,9 m od krawędzi nowo wykonanego wykopu o głębokości 10,35 m, który spowodował odwodnienie gruntu. Proces usuwania wychylenia polegał na podawaniu iniektu z zaczynu cementowego i szkła wodnego powodując zwiększanie objętości gruntu i przemieszczanie niżej położonej części budynku ku górze.

W przypadku budynku mieszkalnego wychylonego do 16,9% posadowionego na palach na terenie zasypanego stawu zastosowano inną technologię [95]. Po stronie obiektu znajdującej wyżej obniżono poziom zwierciadła wody gruntowej przez wykonanie wykopu. Następnie wycięto fragmenty pali fundamentowych, co doprowadziło do obniżenia części obiektu znajdującej się wyżej i zmniejszenia wychylenia do 3%.

W przypadku budynku siedmiokondygnacyjnego o wysokości 20,3 m posadowionego na palach średnicy 0,58 m i długości 19 m wychylenie nastąpiło wskutek zmiany stosunków wodnych [96]. Poziom wody gruntowej, który znajdował się na głębokości 3,5 m został obniżony o 10 m w trakcie realizacji sąsiedniego budynku o wysokości 78 m z dwoma kondygnacjami podziemnymi i posadowionego na głębokości 8,75 m. W celu usunięcia wychylenia, po stronie budynku znajdującej się wyżej wykonano 10 studni odwadniających średnicy 0,80 m a od strony budynku wysokości 78 m zabudowano ściankę szczelną.

Ciekawym przypadkiem jest budynek o regularnym rzucie, który można wpisać w prostokąt o wymiarach 11,6 m × 16,0 m, o wysokości 2,5 kondygnacji, który został posadowiony na ławach fundamentowych szerokości 0,8 m na wilgotnych mulistych glinach (zawartość wody 32,4 - 43,7 %) [97]. Niepoprawnie dobrane posadowienie obiektu spowodowało, że budynek wkrótce po ukończeniu budowy wychylił się 11 ‰ na północ. W celu usunięcia tego wychylenia najpierw wzmocniono grunt po stronie północnej stosując iniekcję z krzemianu sodu i cementu portlandzkiego. Natomiast po stronie południowej wykonywano otwory o średnicy 130 mm i długości 6 m poprowadzone pod kątem 75⁰ co 1,1 m. Po zakończonej rektyfikacji otwory wypełniono piaskiem i zalecono wykonanie pod budynkiem pali fundamentowych.

Nieco inaczej przeprowadzono rektyfikację nowo wybudowanego budynku mieszkalnego o 9 kondygnacjach, posadowionego na sztywnej płycie żelbetowej [98]. Wychylenie powstało ze względu zróżnicowanie charakterystyk gruntu zalegającego pod budynkiem. Po stronie, która osiadła mniej wykonano studnie, z których otworami o średnicy 150 mm usunięto część gruntu i pod ciśnieniem wstrzyknięto wodę. Po doprowadzeniu budynku do pionu wzmocniono grunt palami prefabrykowanymi o kwadratowym przekroju 300 × 300 mm i długości 9,5 m.

Szczególnym gruntem budowlanym są utwory lessowe, które w stanie suchym są zwarte i z tego powodu mogą być uważane za dobre podłoże budowlane. Odnotowuje się jednakże liczne przypadki wychyleń budynków posadowionych na takich gruntach. Usuwanie wychyleń budynków posadowionych na utworach lessowych prowadzi się często przez nawadnianie gruntu przez wykonane uprzednio otwory. Taką metodą wyprostowano na terenie Ukrainy, oprócz dziesiątek budynków mieszkalnych, między innymi zbiornik gazowy wydziału tlenowni huty Dniepropietrowskiej [99].

Odmienny sposób rektyfikacji przyjęto w odniesieniu do wysokiego budynku mieszkalnego o 27 kondygnacjach naziemnych i jednej piwnicznej o masie 15342 ton. Obiekt w czasie budowy wychylił się 6,71 ‰ w kierunku północnym i 2,8 ‰ w kierunku zachodnim [100]. W celu ograniczenia wychylenia, po stronie budynku znajdującej się wyżej, wykopano rów, którym odprowadzono wody wypełniające pory zmniejszając w ten sposób poziome naprężenie w gruncie i dopuszczając do jego odkształceń. Spowodowało to, że budynek pod wpływem ciężaru własnego zmniejszył wychylenie do 2‰, co uznano za efekt satysfakcjonujący.

Jeszcze inne działania zmierzające do zmniejszenia wychylenia i zatrzymania jego dalszego pogłębiania się zastosowano w odniesieniu do Katedry Metropolitalnej i stojącego przy niej kościoła Sagrario w mieście Mexico [101]. Katedrę Metropolitalną o wymiarach rzutu 120 m × 60 m wybudowano w latach 1573-1813 na gruncie wzmocnionym drewnianymi palami o długościach od 2,2 m do 4,0 m i średnicach od 0,20 m do 0,25 m. Natomiast kościół Sagrario powstał w 1769 częściowo na ruinach dawnej piramidy a częściowo na palach drewnianych. Po wielu analizach wykonano 32 tunele o średnicy 3 m długości od 6 m do 22 m na całej powierzchni rzutu katedry i kościoła oraz wydrążono szereg szybów o głębokości 20 m, którymi odpompowywano wodę w czasie prac technicznych. Od sierpnia 1993 roku do czerwca 1998 roku wydobyto otworami wiertniczymi 4200 m³ gruntu zmniejszając różnicę osiadania katedry o 0,92 mm. W czasie pracy powstały niewielkie spękania części sklepień. Po przeprowadzonej rektyfikacji wzmocniono podłoże wykonując iniekcję.

Rektyfikację przez usuwanie gruntu spod wyżej położonej części budynków za pomocą odwiertów zastosowano również w Polsce w Raciborzu w przypadku dwóch jedenastokondygnacyjnych budynków o rzucie 12,6 × 23,6 m [86].

Druga metoda rektyfikacji polega na podnoszeniu części budynku znajdującej się wyżej. Można wyróżnić tu dwa sposoby iniekcję oraz podnoszenie budynków za pomocą siłowników.

Iniekcja polega na tłoczeniu do podłoża pod znacznym ciśnieniem medium o dużej zdolności penetracji i właściwościach wiążących. Sposób został zastosowany z pozytywnym skutkiem na terenie Katowic. Przez tłoczenie zaczynu cementowego pod ciśnieniem około 0,8 MPa powstrzymano wychylenie się oraz częściowo wyprostowano dwa sąsiadujące ze sobą wielokondygnacyjne segmenty (7 i 9 kondygnacji) [102]. Podobny sposób rektyfikacji zastosowano w przypadku mieszkalnego wieżowca w Berlinie [85], gdzie ze studni zlokalizowanej w pobliżu rektyfikowanego obiektu wykonano układ poziomych rur iniekcyjnych. Rurami tymi pompowano zaczyn cementowy pod ciśnieniem co umożliwiło iniekcję we właściwych miejscach pod fundamentem.

Od połowy lat 90. XX w. wdrażana jest w Polsce rektyfikacja wychylonych budynków polegająca na podnoszeniu części znajdującej się za pomocą siłowników, która została

wyczerpująco opisana [103]. Wraz z rozwojem metody znajduje ona zastosowanie w odniesieniu do budowli o coraz większej masie i złożonych rozwiązaniach konstrukcyjnych. Polega ona na zabudowie w ścianach lub słupach najniższej kondygnacji siłowników, podzieleniu obiektu na dwie części - pozostającą w gruncie i podnoszoną oraz na nierównomiernym podnoszeniu tej ostatniej. Częścią pozostającą w gruncie są najczęściej fundamenty, ściany fundamentowe lub fragmenty ścian piwnicznych posadowione na fundamentach. Występują jednak sytuacje szczególne, gdy podnoszony jest obiekt włącznie z fundamentami, wówczas częścią pozostającą w gruncie są elementy wykonane w celu zapewnienia przejęcia reakcji z siłowników [104].

W praktyce znalazły zastosowanie dwa typy siłowników hydraulicznych: membranowe i tłokowe. Siłowniki membranowe stanowią element w kształcie dysku wykonany z blachy ukształtowany w taki sposób, że po podaniu do niego oleju pod ciśnieniem zwiększa on swoją wysokość [105]. Siłowniki w tym sposobie stanowią wypełniane olejem membrany o początkowej wysokości równej 60 mm i średnicy 520 mm. Specjalnie dobrany kształt podnośnika sprawia, że po wypełnieniu olejem zwiększa on swoją wysokość o 60 mm.

4 Fundamenty w barakach murowanych na odcinku BI w dawnym KL Auschwitz II Birkenau

4.1 Charakterystyka podłoża gruntowego i fundamentów

Teren byłego obozu Auschwitz II Birkenau położony jest w widłach rzek Soły i Wisły. Soła przepływa w odległości ok. 2 km na wschód od terenu byłego obozu, a Wisła w odległości ok. 1,8 km na zachód. Wzdłuż południowej i zachodniej granicy byłego obozu przepływa Pławianka, stanowiąca dopływ Wisły. Wg PN-81/B-03020 („Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie”) analizowany teren znajduje się w strefie, dla której głębokość przemarzania gruntu wynosi 1,0 m.

W podłożu gruntowym terenu Auschwitz II występuje jeden ciągły poziom wodonośny. Zwierciadło tego poziomu jest lekko napięte lub swobodne w zależności od układu warstw geologicznych. Stabilizuje się ono na głębokości 1,7-2,9 m, co odpowiada rzędnym od ok. 233,8 m n.p.m. w części wschodniej analizowanego terenu do ok. 231,6 m n.p.m. w części zachodniej. Okresowe wahania tego ustabilizowanego poziomu wynikają z zasilania warstwy wodonośnej opadami oraz zależą od pór roku. Kierunek spływu wód tego poziomu jest na południowy zachód, w stronę cieku wodnego Pławianka (rys. 1-1a). Wody tego poziomu wodonośnego wykazują średni stopień agresywności chemicznej w stosunku do betonu – klasa XA2 wg normy EN 206-1:2003. Jednocześnie lokalnie, szczególnie w okresie po intensywnych opadach atmosferycznych oraz w okresie roztopów, w przypowierzchniowej strefie gruntów madowych występują sączenia wody lub wody zawieszone. Z tego powodu obserwuje się nieliczne bezodpływowe obniżenia terenu, w których na powierzchni okresowo zalega woda. [M36]

W podłożu terenu występują zarówno słabo przepuszczalne grunty madowe jak i piaski oraz żwiry stanowiące warstwę wodonośną. W podłożu gruntowym odcinka BI dawnego KL Auschwitz II Birkenau wyróżnia się trzy zasadnicze warstwy geologiczno-inżynierskie, które oznaczono jako I, II, III [M35]. Warstwa I stanowi nasyp niekontrolowany gliniasto-humusowy o miąższości od 0,1 do 3,0 m.

Warstwa II to madowe osady rzeczne, lokalnie organiczne, o symbolu C wg. PN-81/B-03020, tworzące ciągłą warstwę o miąższości do 4,5 m. W zależności od rodzaju i stanu gruntu w obrębie tej warstwy wyróżnia się 5 podwarstw:

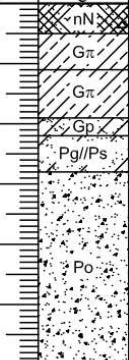
- warstwa II a – grunty madowe wykształcone jako piaski gliniaste, gliny, gliny pylaste, iły, znajdujące się w stanie plastycznym – stopień plastyczności $I_L=0,35-0,5$,
- warstwa II b – grunty madowe wykształcone jako piaski gliniaste, gliny, gliny pylaste, iły, znajdujące się w stanie na pograniczu plastycznego i twardoplastycznego, lokalnie w stanie plastycznym – stopień plastyczności $I_L=0,25-0,3$,

- warstwa III c – grunty madowe wykształcone jako piaski gliniaste, gliny, gliny pylaste, iły, znajdujące się w stanie twardeplastycznym – stopień plastyczności $I_L=0,0-0,2$,
- warstwa IV d – grunty madowe wykształcone jako piaski gliniaste, gliny, gliny pylaste, iły, znajdujące się w stanie półzwardym – stopień plastyczności $I_L<0,0$,
- warstwa V e – grunty organiczne (namuły, torfy), znajdujące się w stanie plastycznym o stopniu plastyczności $IL=0,35-0,5$.

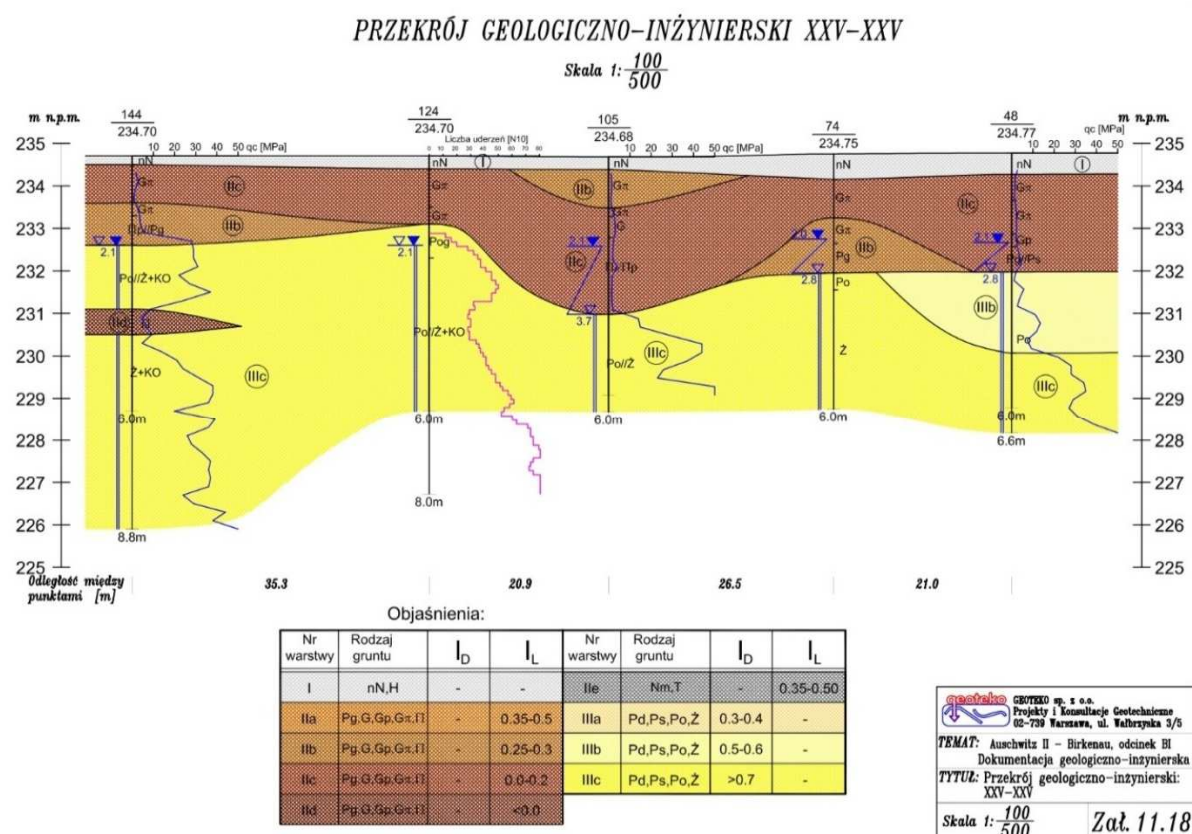
Warstwa III to piaszczysto-żwirowe osady akumulacji rzecznej wykształcone głównie jako pospółki i żwiry z domieszką otoczków, rzadziej (jedynie w części stropowej profilu gruntowego) wykształcone jako piaski drobne i średnie. W obrębie tej warstwy wyróżniono 3 podwarstwy:

- warstwa III a – grunty w stanie na pograniczu luźnego i średnio zagęszczonego – stopień zagęszczenia $I_D=0,3-0,4$,
- warstwa III b – grunty w stanie średnio zagęszczonym – stopień zagęszczenia $I_D=0,5-0,6$,
- warstwa III c – grunty w stanie zagęszczonym – stopień zagęszczenia $I_D>0,7$.

Powyższe warunki geotechniczne zostały ustalone na podstawie obszernych badań obejmujących wykonanie 190 otworów geotechnicznych i odpowiadających im kart a także opracowanych przekrojów geologiczno-inżynierskich i interpretacji. Przykład karty otworu geotechnicznego nr 48 zamieszczono na rysunku 4-1 a przekrój geologiczno-inżynierski na rysunku 4-2. Z kolei położenie otworu i przekroju na rysunku 4-3.

Temat: Auschwitz II - Birkenau, odcinek BI						Otwór 48		rzędna: 234.77 m n.p.m.			
Dokumentacja geologiczno-inżynierska								data wyk.: 21.11.2012r.			
system wiercenia: zmechanizowany						OPIS MAKROSKOPOWY					
Rodzaj i średnica świdra	Średnica rur i głęb. zarurowania	Poziom zwierc. wody podziemnej konstrukcja piezometru	Głębokość [m]	Profil litologiczny	Mięgkość warstwy [m]	Rodzaj gruntu i barwa	Wilgotność	Ilość wałeczków	Stan gruntu	Numer warstwy geotechnicznej	Rodzaj i głębokość pobranej/zbadanej próbki gruntu
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SS 102mm				0.5	Nasyp niekontrolowany						
				0.6	Glina pylasta (ciemnobrązowa)	mw		tpl			
				0.8	Glina pylasta (brązowa)	mw		tpl		NW 1.2m	
				0.3	Glina piaszczysta (szara)	w		pl/tpl			
				0.6	Piasek gliniasty//Piasek średni (szary)	w		pl/tpl			
				3.2	Pospółka (szara)	nw					

Rys. 4-1. Karta otworu geotechnicznego nr 48, którego położenie przedstawiono na rysunku 4-3 [M36]



Rys. 4-2. Przykład przekroju geologiczno-inżynierskiego XXV-XXV, którego położenie przedstawiono na rysunku 4-3 [M36]

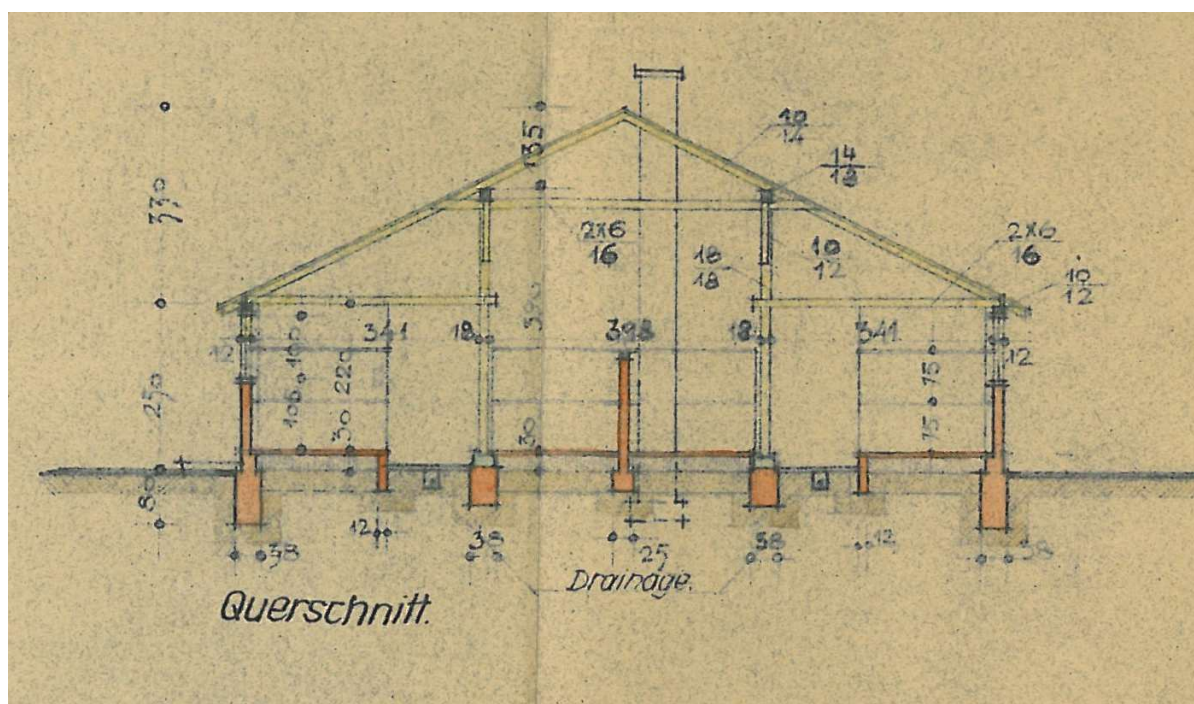


Rys. 4-3. Położenie otworu geotechnicznego nr 48 (4-1) i wybranego przekroju XXV-XXV (4-2) [M36]

Fundamenty baraków murowanych są najmniej rozpoznаныmi elementami konstrukcyjnymi. Wynika to z faktu ich umiejscowienia pod powierzchnią terenu i braku bezpośredniego dostępu. Badania fundamentów związane są z koniecznością znacznej ingerencji w grunt zarówno po zewnętrznej stronie obiektu jak i od wewnątrz, po uprzedniej rozbiórce posadzki zabytkowego obiektu. Każda ingerencja w grunt na terenie Muzeum wymaga nadzoru archeologicznego oraz uprzedniego uzyskania pozwolenia na prowadzenie robót ziemnych – archeologicznych wydanego przez Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków. Jest to zrozumiałe, ponieważ także w gruncie znajdują się relikty przeszłości, w tym kosztowności ukrywane przez Więźniów obozu. Stąd pełna inwentaryzacja rozwiązań konstrukcyjnych była możliwa dopiero w trakcie prac wdrożeniowych opisanych w podrozdziale 4.5, kiedy pod nadzorem służb archeologicznych fundamenty zostały odsłonięte całkowicie od zewnątrz wewnątrz jak i od wewnątrz po pieczołowicie przeprowadzonej inwentaryzacji i demontażu posadzek (po

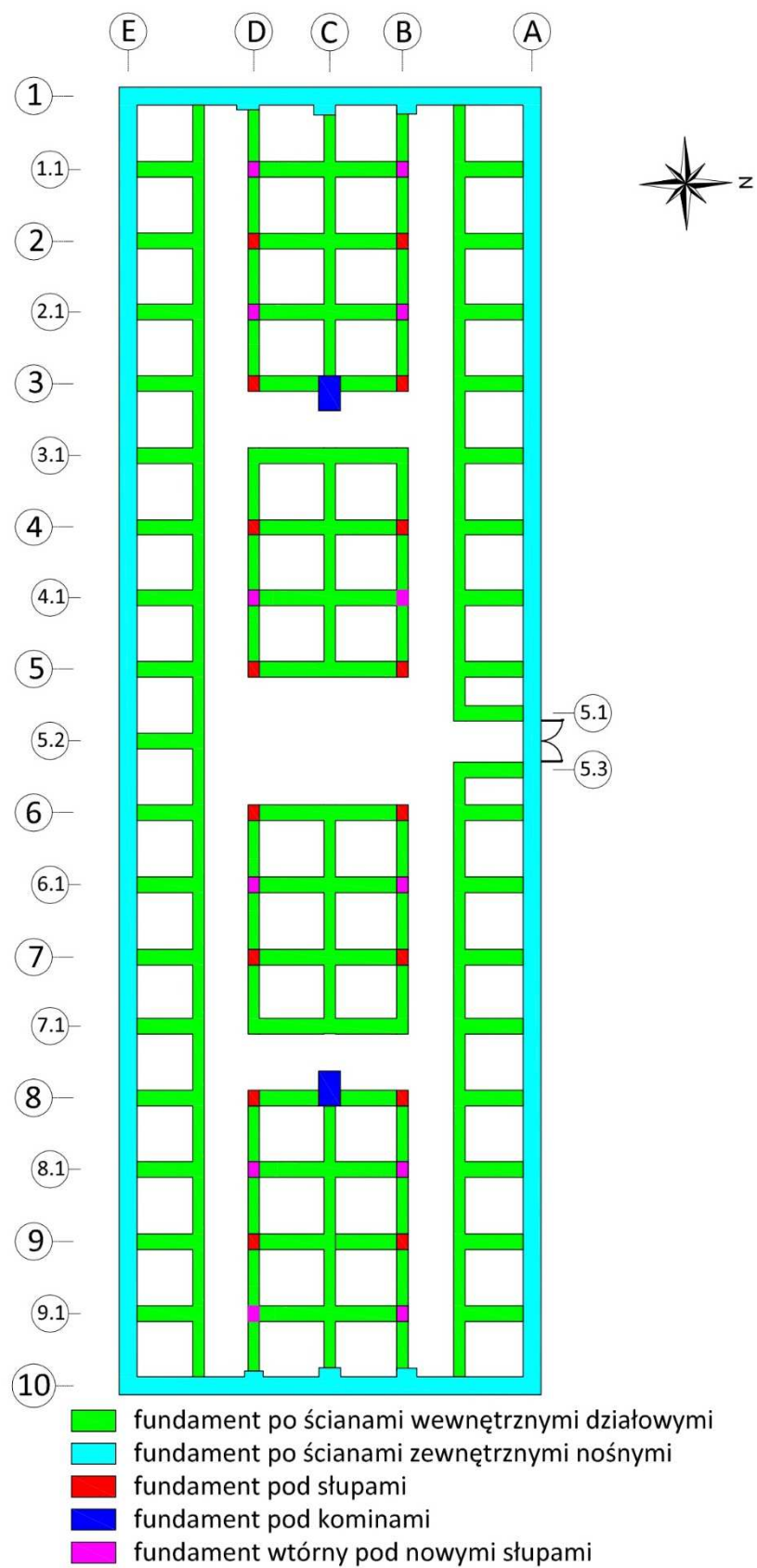
przeprowadzeniu kompleksowej konserwacji wszystkie elementy posadzek powróciły na swoje miejsce).

Z archiwalnych planów niemieckich pochodzących z 1941 roku znajdujących się w zasobach Muzeum, można odczytać, że posadowienie ścian zewnętrznych było zaprojektowane na głębokości 0,8 m poniżej poziomu terenu. Fundamenty stanowią poszerzone do 38 cm ściany murowane z cegły (ściany fundamentowe, rys. 4-4). Według tych rysunków fundamenty pod wewnętrznymi ścianami podłużnymi stanowią również ściany murowane poszerzone do 25 cm, których podstawa znajduje się na głębokości 50 cm. Fundamenty pod słupami drewnianymi są również murowane z cegły, szerokość ich podstawy wynosi 38 cm. Już na etapie analizy rozwiązań projektowych widać, że odnosząc do współczesnych zasad fundamentowania wszystkie baraki, są posadowione zbyt płytko.



Rys. 4-4. Brzezinka – fragment historycznej dokumentacji budowlanej dla baraków murowanych więziarskich [5]

Przeprowadzone inwentaryzacje własne baraków pozwoliły na podział oryginalnych fundamentów baraków murowanych ze względu na lokalizację. Występują zatem fundamenty pod: ścianami zewnętrznymi, ścianami wewnętrznymi, kominami, słupami i relikdami. Z kolei ze względu na okres powstania występują fundamenty historyczne (wykonane w trakcie budowy i funkcjonowania obozu) oraz fundamenty wtórne (wykonane po zakończeniu II wojny światowej, w trakcie prac remontowych). Najczęściej fundamenty wtórne są wykonane pod wtórnymi słupami wbudowanymi w oryginalną więźbę dachową. Opracowany podział fundamentów ze względu na ich lokalizację, a także ze względu na okres powstania przedstawiono na rysunku 4-5. W typowym baraku mieszkalnym najwięcej jest fundamentów pod ścianami wewnętrznymi, zarówno ze względu na długość jak i rzut. Wynika to z obecności ścian poprzecznych wydzielających pryzce.



Rys. 4-5. Barak murowany, ceglany – podział fundamentów ze względu na ich lokalizację

4.2 Uszkodzenia fundamentów

Cegła pochodzi z rozbiórek okolicznych gospodarstw z różnych obiektów: domów, stodół a także obór. Już przy tych rozbiórkach cegły były uszkodzane. W czasie wznoszenia baraków nie wykonywano żadnej izolacji pionowej ani poziomej. Pierwotnie teren wokół obiektów był ukształtowany ze spadkiem w kierunku do rowów odwadniających.

Największe uszkodzenia ścian fundamentowych występują w ich górnej części, a uszkodzenia te mają głównie charakter korozyjny (rys. 4-6). Zasadniczą przyczyną korozji jest stałe narażenie muru na oddziaływanie wody. Obecność wody w rejonie górnej części fundamentów wynika z kilku przyczyn.

Jako pierwszą przyczynę wskazuje się brak orywnowania. Woda ociekająca z dachu wyposażonego w niewielki okap o wysięgu około 40 cm nawadniała grunt bezpośrednio przy ścianach fundamentowych. Drugą przyczyną jest brak skutecznego powierzchniowego odprowadzenia wód opadowych. Woda opadowa odprowadzona z dachu zalega w bezpośrednim sąsiedztwie ścian i fundamentów baraku. Zdaniem autora pierwotne ukształtowanie terenu cechujące się spadkiem od baraków zaniknęło z czasem wskutek nieznacznego osiadania baraków oraz przyrostów warstwy humusu wokół baraków.

Obecność wody w obszarze fundamentu ceglanego jest warunkiem koniecznym w procesie korozji chemicznej w wyniku której powstają wysolenia, skutkujące pogorszeniem estetyki i wytrzymałości cegły. Woda ma również bardzo duże znaczenie dla korozji biologicznej ceglanej części fundamentów (rozwój mikroorganizmów możliwy jest jedynie w środowisku wilgotnym). Istotny wpływ na zróżnicowanie korozji poszczególnych cegieł ma fakt, że pochodzą one z rozbiórki różnych obiektów. W przypadku korozji biologicznej charakterystyczne jest w związku z tym to, że doznają jej cegły ze względu na swoje pochodzenie. Przykładowo na rysunku 4-6a przedstawiono uszkodzenie korozyjne ściany fundamentowej w narożu. Widać na nim, że tylko niektóre cegły uległy korozji. Wynika to z pochodzenia tych cegieł z innego źródła (rozbiórki) niż pozostałe cegły. Jeżeli z kolei następuje niszczenie struktury cegły przez zamarzającą wodę, to w pierwszej kolejności o takiej korozji decyduje położenie cegieł. Korozja ta jest najintensywniejsza w bezpośredniej bliskości powierzchni gruntu (rys. 4-6a), a dopiero w drugiej kolejności za intensywność procesów korozyjnych odpowiada pierwotna jakość cegieł. Zamarzająca woda najpierw niszczy strukturę powierzchni cegieł, a następnie ich wnętrza.

Na obserwowane obecnie uszkodzenia fundamentów mają również wpływ prace prowadzone w otoczeniu baraków w latach 1947-2015. Prace te polegały między innymi na wykonywaniu izolacji pionowej ścian fundamentowych, izolacji poziomej ścian w poziomie terenu, a także wykonywaniu obrzutów betonowych ścian fundamentowych oraz budowie opasek betonowych w poziomie terenu wokół baraków. Wpływ tych działań miał, oprócz zamierzonego spowolnienia migracji wody do ścian fundamentowych także konsekwencje negatywne. Uszkodzenia związane z tymi działaniami zostały opisane w podrozdziale 4.4. Taki układ treści w tym rozdziale, odbiegający od układu w pozostałych rozdziałach, wynika z zaobserwowanego sprzężenia między działaniami prowadzonymi w odniesieniu do baraków w latach 1947-2015 a obserwowanymi obecnie uszkodzeniami.



Rys. 4-6. Fundament – przykłady uszkodzeń górnych fragmentów ścian fundamentowych:
a) korozja wywołana głównie przyczynami o charakterze biologicznym (uszkodzeń doznają pojedyncze cegły), b) uszkodzenia wywołane cyklami zamarzania (uszkodzeń doznają cegły znajdujące się w określonym położeniu)

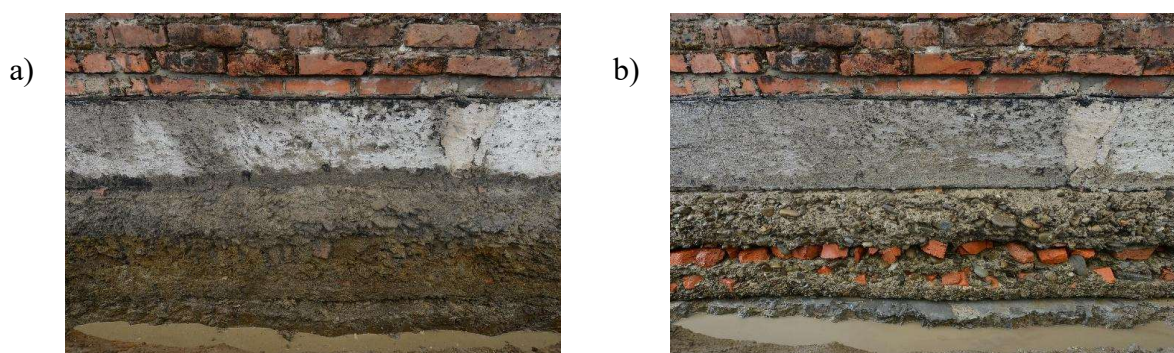
4.3 Fundamenty do czasu powołania muzeum w 1947 r.

W przypadku czterech baraków B-123 i B-124 oraz B-138 i B-139 dokonano odsłonięcia wszystkich fundamentów, włącznie z ich podstawami. Było to związane z pracami opisanymi w podrozdziale 4.5. Po odsłonięciu fundamenty zostały umyte, co umożliwiło ich dokładną inwentaryzację. Ponadto przeprowadzono liczne odkrywki fundamentów w pozostałych barakach na odcinku BI. Przeprowadzone badania wskazują, że rzeczywiste rozwiązania fundamentów odbiegają od założeń projektowych jakie poczyniono w założeniach projektowych w KL-Bauleitung przedstawionych na rysunku 4-4. W zasadzie we wszystkich obiektach i we wszystkich typach fundamentów (fundamenty pod: ścianami zewnętrznymi, ścianami wewnętrznymi, kominami, słupami i reliktami) murowane ściany fundamentowe były zastępowane w pewnym zakresie betonem, który był układany bez stosowania szalunku w wykopie. Udokumentowanie tego rozwiązania przedstawiono na fotografii z rysunku 4-7. Widać na nim fundament po odkopaniu (rys. 4-7a) i oczyszczeniu (rys. 4-7b). Wyraźnie widać, że w wykopie najpierw ułożono połamaną cegłę, której na pewno nie brakowało na placu budowy po przeprowadzonym rabunkowej rozbiórki zabudowań wsi Brzezinka. Następnie wykonana została warstwa betonu grubości ok. 30 cm. Powyżej ściana fundamentowa jest już murowana z cegły. W podstawie fundamentów ilość połamanej cegły jest różna, często od podstawy fundamentu w przekroju dominuje beton. Spotykane najczęściej rozwiązanie przedstawiono na rysunku 4-10. Widać na nim, że betonowe fragmenty fundamentów były wykonywane nie tylko w odniesieniu do ścian zewnętrznych, ale także zewnętrznych i pod słupami więźby dachowej. Szerokość betonu jest równa szerokości ściany fundamentowej lub szersza do ok. 12 cm (po ok. 6 z dwóch stron).

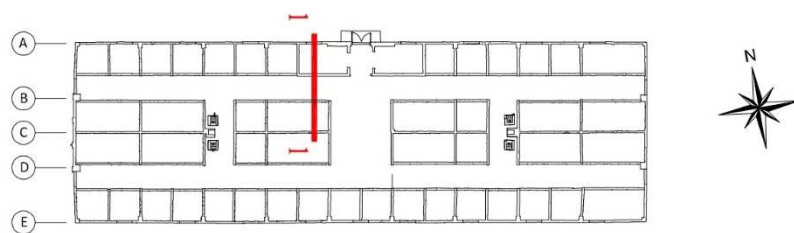
Szczegół rozwiązania fundamentu ściany zewnętrznej (ściana w osi D na rys. 4-10) zamieszczono na rysunku 4-9. Rozwiązanie to oddaje stan fundamentu zrealizowany w czasie budowy, jednak położenie poziomów na tym rysunku jest już współczesne. Widać zatem wyraźne zmiany poziomu terenu na zewnątrz względem posadzki wewnątrz. W czasie, gdy obiekt pełnił funkcje mieszkalne (lata 1942 – 1945) poziom posadzki wewnątrz znajdował się nieznane wyżej względem poziomu terenu na zewnątrz. Obecnie, podczas wykonywania pomiarów sytuacja się zmieniła i posadzka wewnątrz znajduje się o 8 cm niżej niż teren wokół

baraku. Przeprowadzone pomiary wskazują także, że zwykle nie dochowywany był założony projektem poziom posadowienia 0,8 m poniżej poziomu posadzki i terenu. Na szczególe (rys. 4-9) wyróżniono: część betonową fundamentu (FB) posadowioną bezpośrednio na gruncie, część ceglana (FC) wymurowaną na betonowej ławie (ściana fundamentowa) oraz poziom -0,74 m posadowienia (P1). Poziom posadowienia z okresu budowy został oznaczony numerem „1” (P1), ponieważ remonty fundamentów realizowane w ramach wdrożeń przedstawionych w niniejszej rozprawie (podrozdział 4.5) zmieniają pierwotne poziomy posadowienia – pojawiają się kolejne poziomy posadowienia różne od P1. Realizowane wdrożenia wprowadzają także inne warstwy betonu w fundamentach oraz inne liczne zmiany, które w podrozdziale 4.5 będą odnoszone do rozwiązania pierwotnego, które przedstawiono tu na rysunkach 4-8 i 4-9.

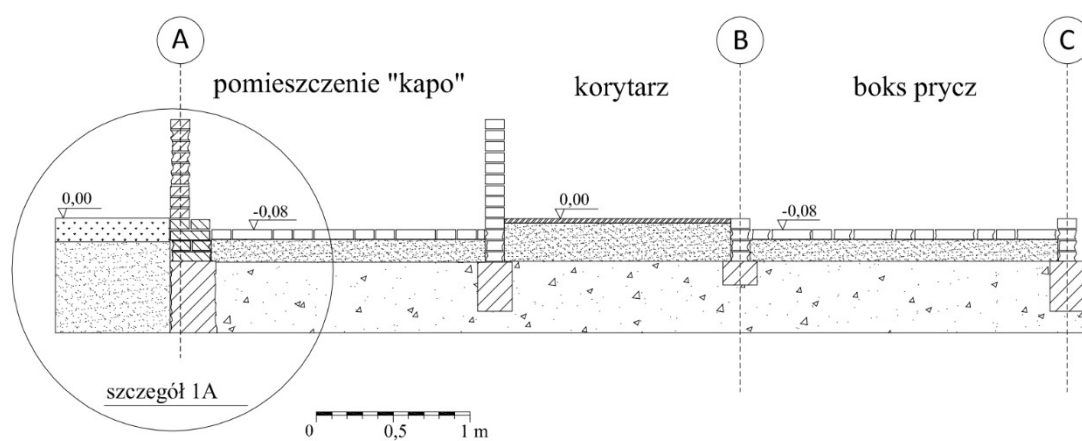
Historyczne dokumenty i relacje bezpośrednich świadków wskazują, że prace fundamentowe wykonywane były przez więźniów, którzy nie mieli budowlanego wykształcenia i doświadczenia. Warunki pogodowe były trudne, prace prowadzone były również w okresie zimowym. Tylko temperatury poniżej -10 st. C przerywały prace.



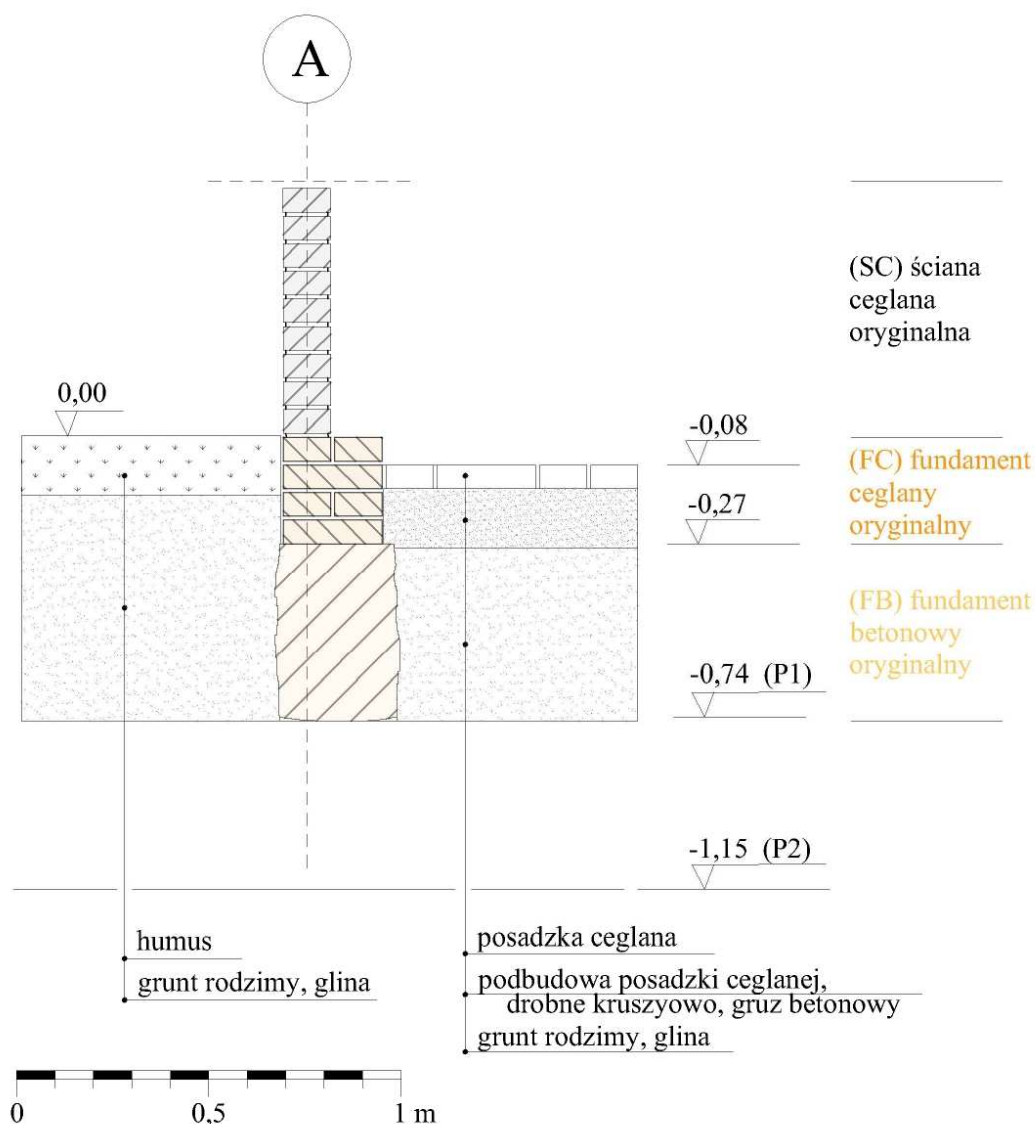
Rys. 4-7. Fragment fundamentu pod ścianą zewnętrzną baraku murowanego:
a) po odsłonięciu, b) ten sam fragment po umyciu



przekrój 1-1



Rys. 4-8. fundamenty w baraku murowanym więźniarskim



Rys. 4-9. fundamenty w baraku murowanym więźniarskim – szczegół 1A

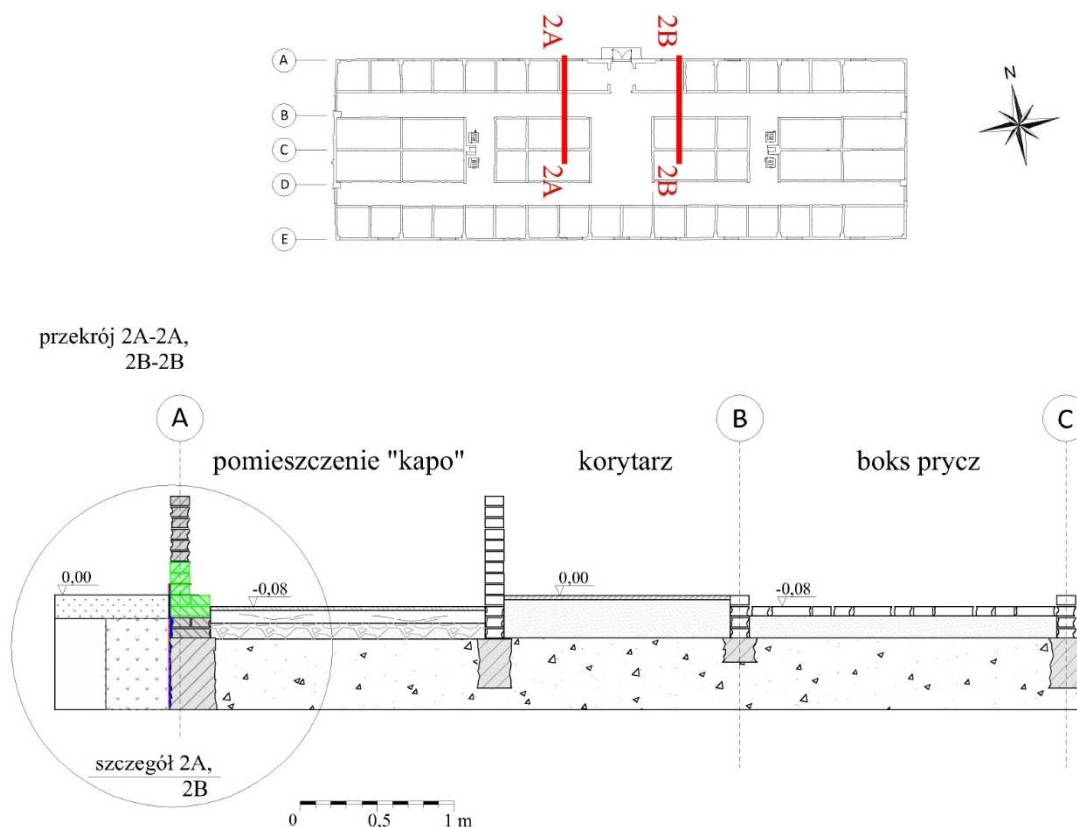
4.4 Doraźne naprawy fundamentów w latach 1947-2015

Prace remontowe przy fundamentach od momentu powstania Muzeum w 1947 roku do 2015 roku były bardzo ograniczone. Jednak przeprowadzona systematyczna analiza tych nielicznych prac z lat 1947-2015 w odniesieniu do ścian fundamentowych i ścian na styku z gruntem wykazała, że podjęte działania mają ogromny wpływ na obecny stan baraków i obserwowane uszkodzenia. Stąd w niniejszym podrozdziale przedstawiono te działania, a następnie bezpośrednio po omówieniu danego sposobu postępowania, zostały przedstawione konsekwencje tego postępowania. Podejście to jest odmienne od przyjętego w odniesieniu do innych elementów konstrukcyjnych baraków w pozostałych rozdziałach: 0 (posadzki), 6 (dachy), 7 (ściany). Wynika to z faktu, że nie wszystkie podejmowane działania wpłynęły jednoznacznie korzystnie na stan ścian fundamentowych i ścian w rejonie styku z powierzchnią gruntu i z nawierzchnią posadzek. Krytyczna analiza zrealizowanych rozwiązań pozwoliła na

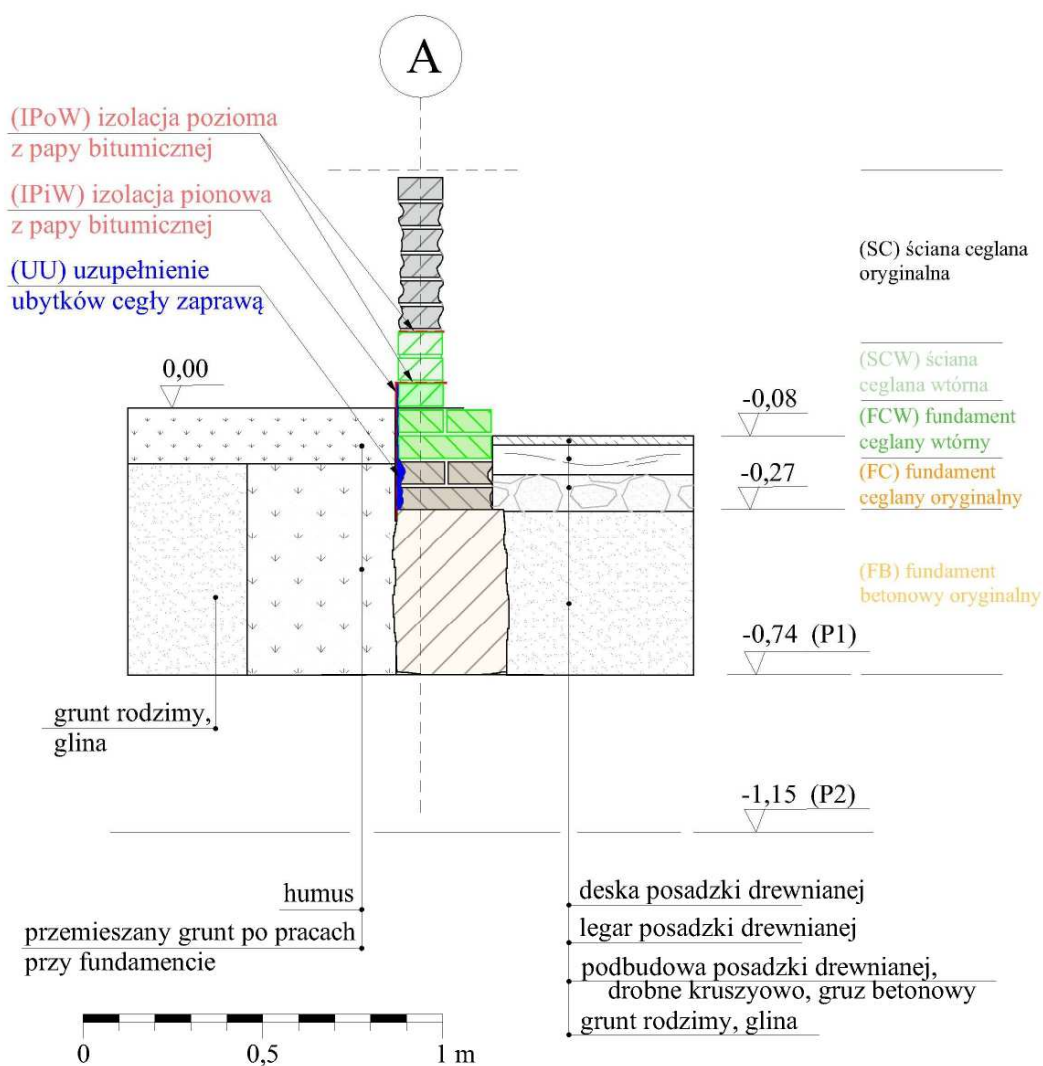
podjęcie poprawnych działań w odniesieniu do ścian fundamentowych i fragmentów ścian stykających z gruntem w ramach wdrożeń przedstawionych w podrozdziale 4.4.

Pierwszym działaniem, które podejmowano w barakach, w miejscach największego zniszczenia cegieł w górnym poziomie fundamentu było wykonanie betonowej obrzutki uszkodzonych cegieł. Przed wykonaniem tej obrzutki odkopywano ścianę fundamentową od zewnątrz do poziomu ok -0,3 m i oczyszczono z luźnych fragmentów cegieł i zaprawy. Po wykonaniu obrzutki i jej wyschnięciu układano na tak uzyskanej powierzchni ściany pionową izolację z papy. Rozwiązanie to przedstawiono kolorem niebieskim na rysunku 4-10 oraz na szczególe ściany osi A (rys. 4-11). Przykład dobrze zachowanej wtórnej izolacji pionowej wykonanej w latach 90. XX w. przedstawiono na fotografiach z rysunku 4-12.

Prace te zabezpieczyły fundament na kilkanaście lat. Niestety problem zalegającej wody w bezpośrednim sąsiedztwie fundamentu nie został rozwiązany. Zauważono, że z biegiem lat tak wykonana izolacja uległa rozszczelnieniu. Woda wnikała w cegły i proces degradacji znowu zaczął niszczyć murowaną ścianę fundamentową u góry i betonową część fundamentu znajdującą się poniżej. Jest to widoczne na starszych realizacjach tego rozwiązania (rys. 4-13)



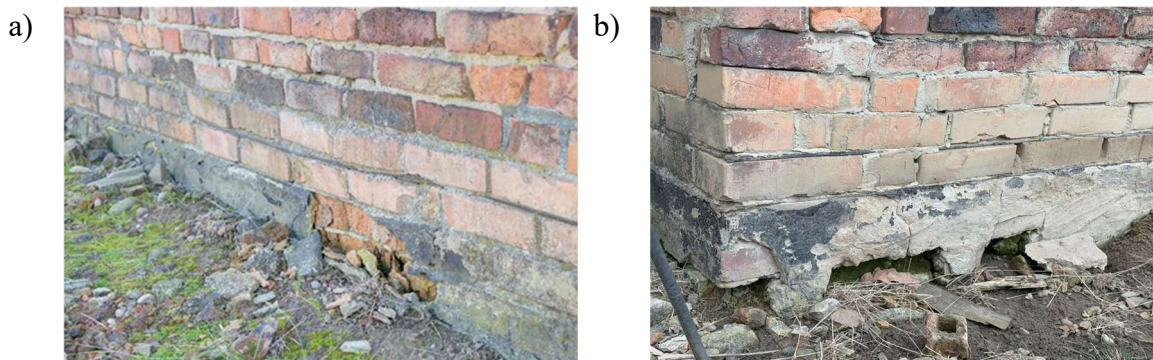
Rys. 4-10. Betonowa obrzutka ścian fundamentowych



Rys. 4-11. fundamenty w baraku murowanym więźniarskim



Rys. 4-12. Przykład wykonania wtórnej izolacji pionowej ułożonej na cementowej obrzutce – stan zachowania rozwiązania realizowanego w latach 90. XX w.



Rys. 4-13. Wtórna izolacja pionowa ułożona na cementowej obrzutce – stan zachowania rozwiązania realizowanego w latach 80. XX w.: a) barak B-71, b) barak B-74

Drugim działaniem, które podejmowano w odniesieniu do zewnętrznych ścian fundamentowych było wykonanie betonowej opaski o szerokości około 80 cm i grubości od 6 cm do 10 cm po zewnętrznym obwodzie baraku. Prawdopodobnie opaska ta miała odsunąć wody opadowe od ścian i fundamentów jak również ograniczyć dostęp roślinności do ścian baraku. W sposób schematyczny rozwiązanie to przedstawiono kolorem zielonym na rysunku 4-15, a przykłady realizacji na fotografiach z rysunku 4-14. Przeprowadzone obserwacje pozwalają wyciągać wniosek, że opaska ta zadanie spełniła połowicznie. Ograniczyła ona w szczególności porost traw w bezpośrednim sąsiedztwie ścian, ale nie zatrzymała inwazji mchów (szczególnie na północnych elewacjach baraków) z opaski na ściany baraku. Mechanizm niekorzystnego działania opaski jest następujący. Woda opadowa spływająca z połaci dachowej i opadająca na opaskę odbija się od jej betonowej powierzchni i częściowo trafia na ściany. Powoduje to dodatkowe zawilgocenie ścian czego konsekwencją jest polepszenie warunków do rozwoju mchów. Porosty uszkadzają cegły, zatrzymują wilgoć, wydłużają czas wysychania fundamentu ceglanego i muru. Ma to niszczący wpływ na zaprawę i cegły, obniża ich parametry techniczne. Dodatkowo podczas prac przy kompleksowej konserwacji, po demontażu opaski zauważono znaczną destrukcję ceglanej części fundamentu, na styku między fundamentem i ścianą ceglaną. Destrukcja ta wynika z ograniczeniem jakie spowodowała opaska w odprowadzaniu wody i wilgoci z powierzchni styku. Zamarzająca woda w cegle i proces rozmrażania cegły w okresach obniżonych temperatur postępował na przestrzeni kilkudziesięciu lat. Przykłady efektów tego negatywnego oddziaływania opasek żelbetonowych na materiał ścian fundamentowych przedstawiono na fotografiach z rysunku 4-16.

Trzecim działaniem, który podejmowano w analizowanym tu okresie w odniesieniu do ścian fundamentowych było wprowadzanie w ściany izolacji poziomej. Izolację tą wbudowywano w dwóch poziomach. Pierwszy poziom tej wtórnej izolacji zlokalizowany został na granicy pomiędzy ceglanym fundamentem a ceglaną ścianą. Od dwóch do trzech warstw cegieł powyżej umieszczono drugi poziom wtórnej izolacji. Rozwiązanie to przedstawiono na rysunku 4-15, gdzie wbudowane w dwóch poziomach warstwy izolacji poziomej oznaczono kolorem czerwonym. Cegły górnej warstwy fundamentu, szczególnie ostatnia warstwa znajdująca się pod pierwszą warstwą izolacji poziomej wykazują duże uszkodzenia wywołane zmianą objętości zamarzającej wody. Spowodowane to jest zatrzymaniem wody podciąganej kapilarnie z podłoża na poziomie pierwszej wtórnej izolacji. Cegły znajdujące się powyżej

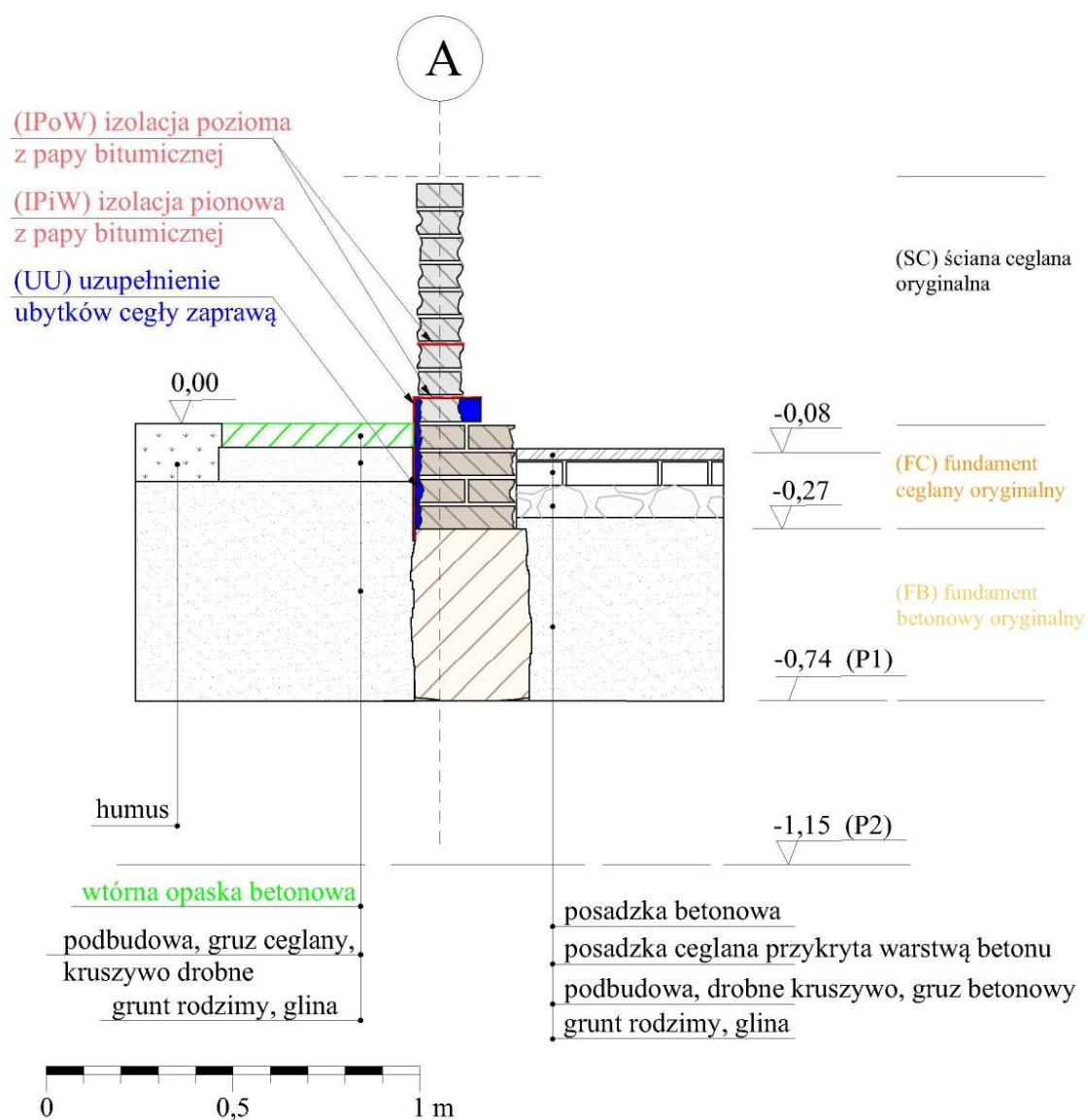
izolacji znajdują się w dobrym stanie i nie wykazują takich uszkodzeń jak cegły poniżej izolacji. Zastosowanie izolacji poziomej w znacznym stopniu ochroniło cegły dolnej części muru przed niepożądanym działaniem wilgoci i mrozu. Niestety zatrzymana woda pod warstwą wtórnej izolacji spowodowała uszkodzenia cegieł i w konsekwencji doprowadziła do obniżenia właściwości mechanicznych i wytrzymałościowych górnej części fundamentu.

Podsumowując skuteczność dwóch ostatnich opisanych powyżej rozwiązań można stwierdzić, że zastosowanie wtórnej opaski betonowej oraz wtórnej izolacji poziomej jest dobrym rozwiązaniem pod warunkiem, że równolegle zostanie rozwiązany problem zalegającej wody w obszarze ścian fundamentowych. W przyszłości należy przede wszystkim doprowadzić do sytuacji, w której woda opadowa spływająca z dachu będzie sprawnie odprowadzana poza obrys baraku poprzez zastosowanie odpowiednio wyprofilowanego terenu wokół baraków oraz zastosowanie drenażu opaskowego okalającego obiekty z systemem podziemnego odprowadzenia wody do rowów.

Wszystkie prace remontowe prowadzone w latach 1947 – 2015 miały na celu ochronę obiektów przed zniszczeniem. Remonty przeprowadzone w latach 60., 80. i 90. ubiegłego wieku obejmowały przede wszystkim konstrukcję ścian i więźby dachowej. W mniejszym stopniu remontowano same fundamenty. Kwestia odprowadzenia wód opadowych poza obszar budynków została przesunięta w czasie do momentu rozpoczęcia pierwszej kompleksowej konserwacji w 2015 roku.



Rys. 4-14. Wtórna betonowa opaska przy baraku a) B-123, b) B-139



Rys. 4-15. fundamenty w baraku murowanym więźniarskim



Rys. 4-16. Uszkodzona warstwa cegieł po usunięciu betonowej opaski.

4.5 Wdrożenie kompleksowej konserwacji w zakresie fundamentów

Jak wykazano powyżej fundamenty zabytkowych baraków są elementami, w odniesieniu których prowadzono najmniej prac zabezpieczających i naprawczych w latach 1947-2015. Z kolei te zrealizowane prace mające na celu zabezpieczenie ścian fundamentowych nie zawsze prowadziły do oczekiwanych rezultatów. Wbudowane w fundamenty izolacje oraz opaski betonowe wykonane na zewnątrz gromadziły wodę prowadząc ostatecznie do destrukcji ścian fundamentowych. Tak więc fundamenty nie pełnią swojej roli jako elementy zabezpieczające pozostałą konstrukcję przed działaniem wody. Woda wnika do ścian fundamentowych zarówno przez powierzchnie pionowe jak i od dołu przez postawę fundamentów.

Jednocześnie, jak zostanie to wykazane w rozdziale 7 fundamenty nie pełnią również skutecznej roli jako elementy przenoszące obciążenia z konstrukcji na grunt. Wynika to z trzech zdiagnozowanych i opisanych poniżej przyczyn.

Pierwszą przyczyną jest zbyt mała głębokość posadowienia. W przypadku ścian zewnętrznych wynosi ona do 0,8 m, a wewnętrznych znacznie mniej. Stąd część obserwowanych uszkodzeń ścian została wywołana wysadzinami mrozowymi zbyt płytko posadowionych ścian. Drugą przyczyną jest różna głębokość posadowienia ścian zbiegających się w jednym narożu – na przykład ściany podłużnej zewnętrznej i wewnętrznych poprzecznych ścian działowych (rys. 4-4). Konsekwencją różnej sztywności posadowienia jest niejednakowe osiadanie przyległych do siebie ścian i powstania uszkodzeń w węzłach ścian. Trzecią zdiagnozowaną przyczyną są różne warunki gruntowe na rzucie baraku. Wynika to ze zmienności profilu warstw gruntowych na rzucie baraku. W konsekwencji sztywność posadowienia danej ściany na długości nie jest jednakowa, co powoduje różnice osiadania na długości ściany.

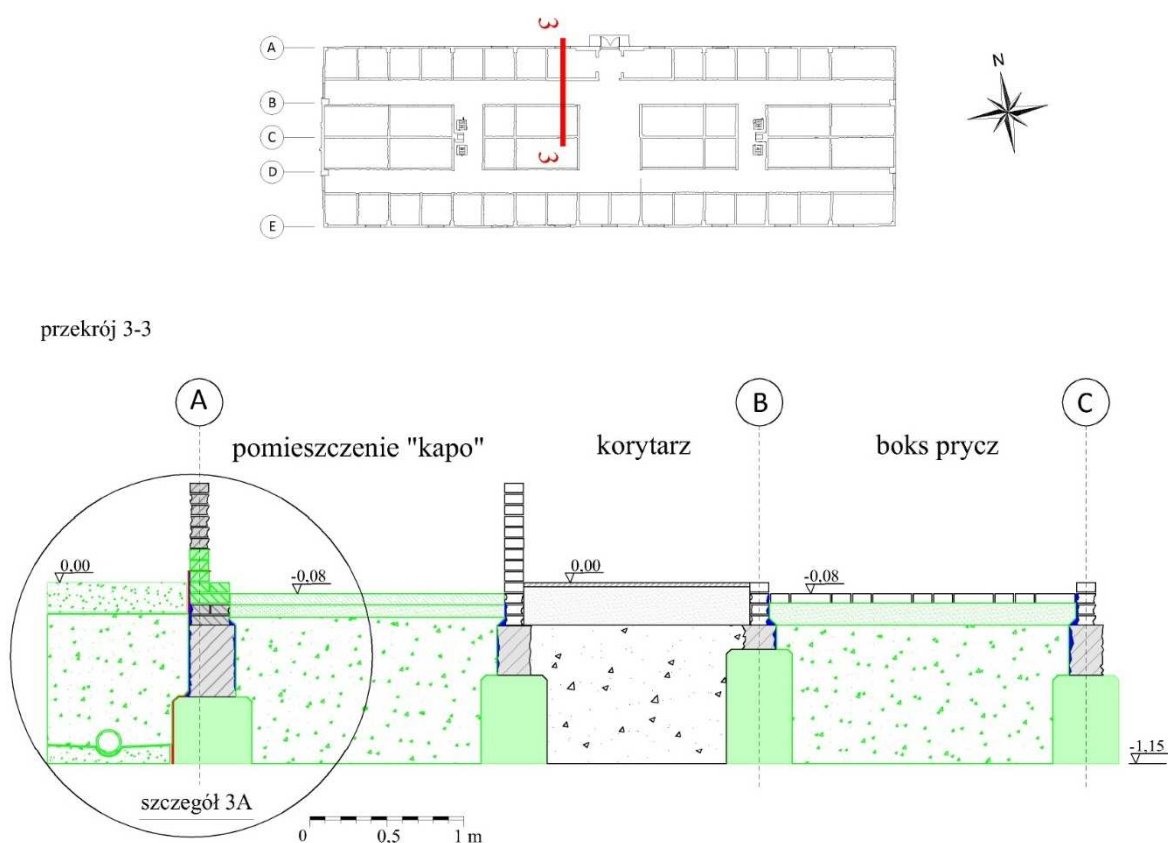
W barakach wyklucza się montaż rynien, ponieważ nie występowały one w czasie funkcjonowania obozu. W związku z tym nie istnieje sposób pozwalający na uniknięcie odprowadzania wody z połaci dachowych wprost pod podłużne ściany baraków. Należy zatem rozwiązać problem odprowadzenia wody gromadzącej się pod ścianami do rowów odwadniających. Skutecznym rozwiązaniem jest tu drenaż opaskowy biegnący wokół baraków. Jednak skuteczne zastosowanie tego rozwiązania przy głębokości posadowienia wynoszącej 0,8 m i mniejszej, praktycznie wyklucza możliwość wykonania takiego drenażu przy pierwotnym poziomie posadowienia baraków.

Niewielka głębokość posadowienia ścian zewnętrznych i wewnętrznych utrudnia także skuteczne naprawy innych elementów takie jak ściany prycz, a nawet rektyfikację zewnętrznych ścian szczytowych. Ponadto zabytkowe baraki muszą być wyposażone we współczesne instalacje elektryczne, alarmowe, pożarowe i inne. Prowadzenie okablowania tych instalacji wewnątrz baraku jest problematyczne ze względów konserwatorskich. Rozsądnym rozwiązaniem jest poprowadzenie tych instalacji pod posadzkami wewnątrz baraków. Jednak poprowadzenie tych instalacji pod fundamentami płytko posadowionych ścian działowych jest niemożliwe ze względu na brak możliwości wykonywania wykopów przy płytko posadowionych ścianach.

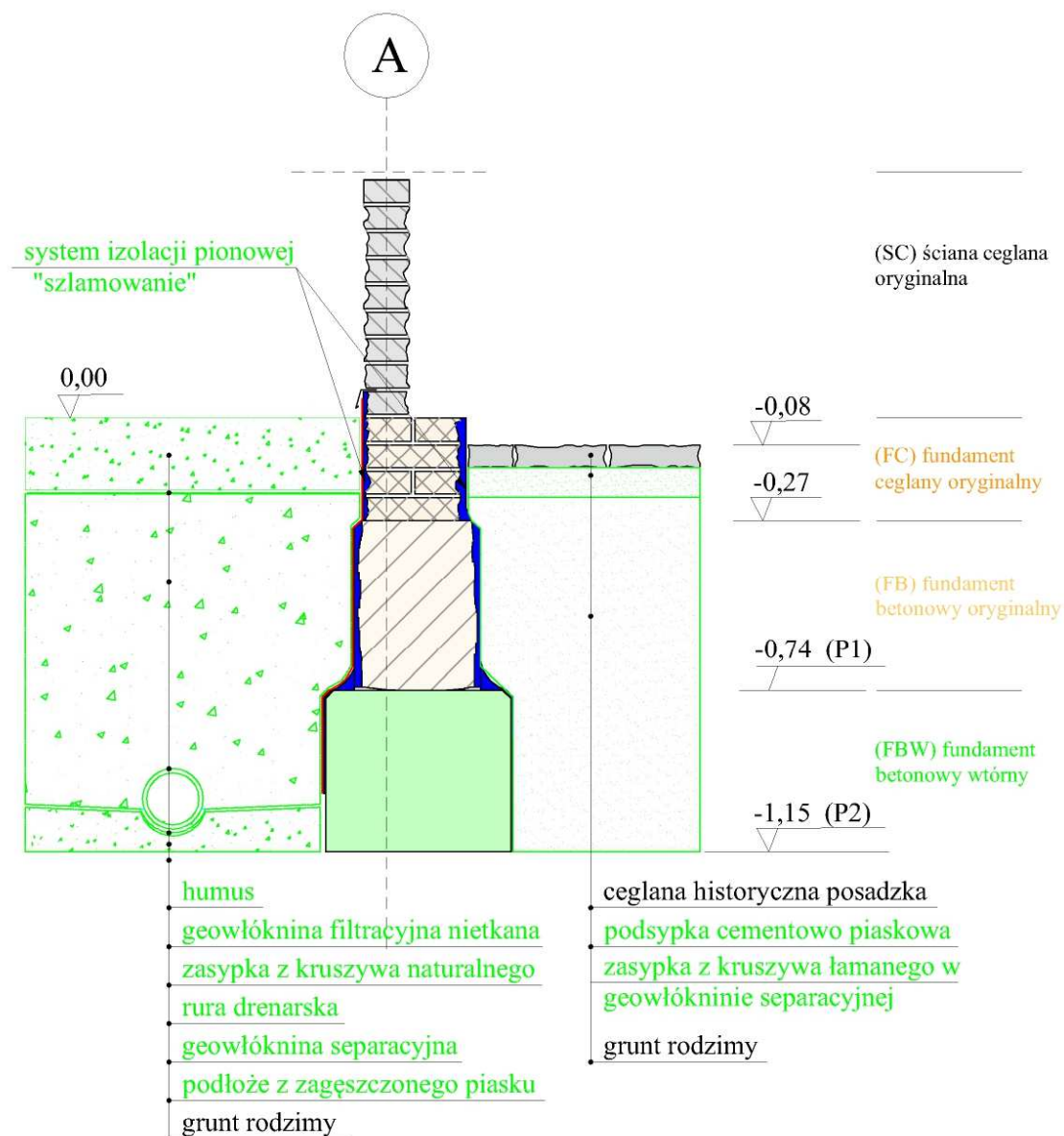
Przeprowadzona analiza wymienionych wyżej czynników doprowadziła do podjęcia decyzji o zwiększeniu głębokości posadowienia fundamentów oraz o ujednoliceniu poziomu posadowienia wszystkich ścian.

Zdecydowano się osiągnąć to przez wykonanie pod wszystkimi fundamentami dodatkowej warstwy betonu o szerokości 20 cm większej od szerokości obecnej podstawy fundamentu i różnej grubości, tak aby otrzymać poziom posadowienia wynoszący -1,15 m. Wysokość podbicia w zależności od lokalizacji ściany w obiektach B-138 i B-139 wynosiła od 15 cm do 75 cm. Założony cel prac został przedstawiony na rysunku 4-17. Widać na nim wbudowany fundament betonowy wtórny (FWB) oznaczony kolorem zielonym wbudowany pod wszystkimi ścianami. Z kolei na szczególnie zamieszczonym na rysunku 4-18 przedstawiono fundament betonowy wtórny (FWB) wbudowany pod zewnętrzną podłużną ścianą.

Osiągnięcie celu, jakim jest wbudowanie dodatkowej warstwy betonu – fundamentu betonowego wtórnego (FWB) wymagało przeprowadzenia bardzo szerokiego zakresu prac zarówno przy wykonywaniu tego fundamentu jak i licznych prac związanych z innymi elementami konstrukcyjnymi i wyposażenia baraku. Zarówno przy wykonywaniu fundamentu jak i przy pracach związanych z podbijaniem fundamentów wprowadzono wiele wdrożeń, które zostaną przedstawione poniżej.

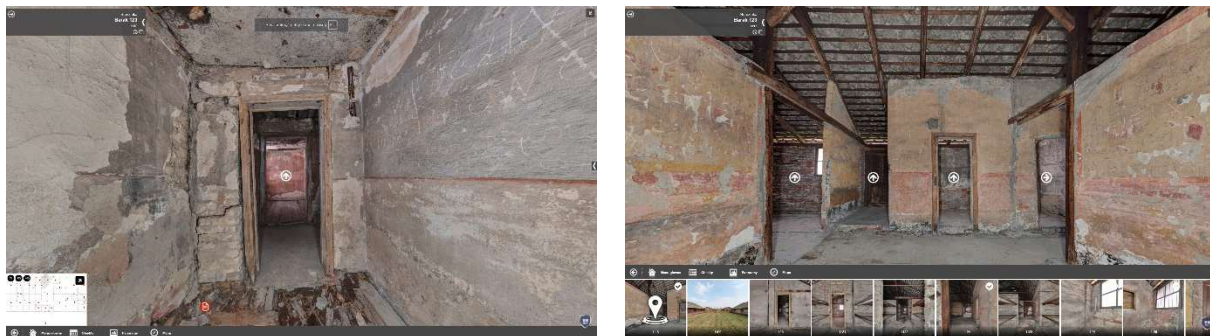


Rys. 4-17. Fundamenty w baraku murowanym więźniarskim

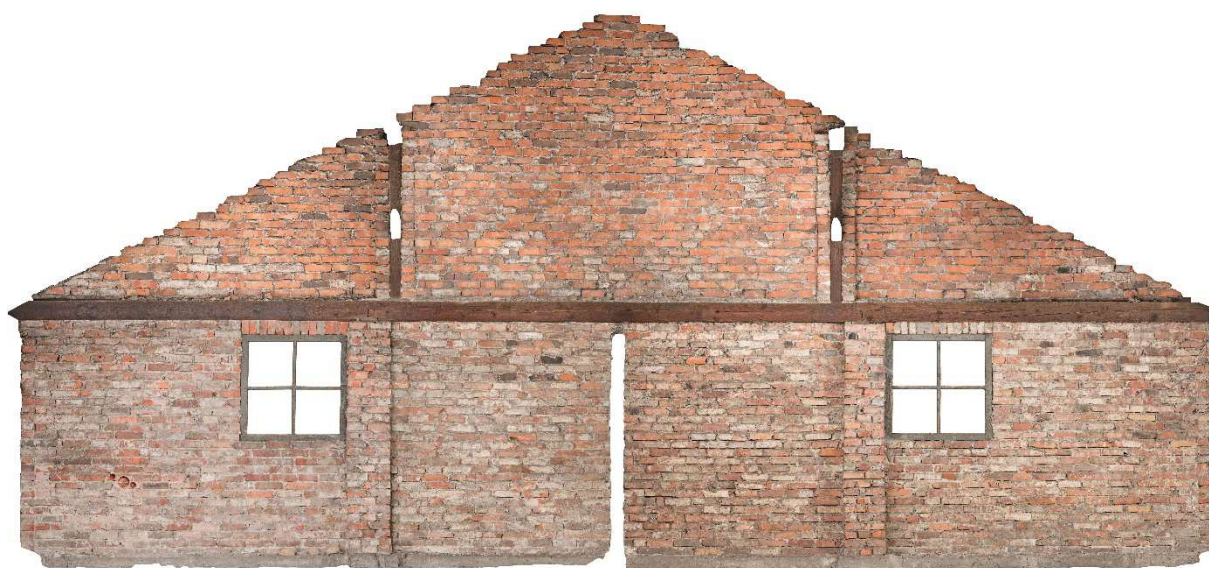


Rys. 4-18. Fundamenty w baraku murowanym więźniarskim

Przed przystąpieniem do demontażu wyposażenia baraku (prycz, posadzek) wykonana została dokumentacja stanu zachowania. Stosowano różne techniki takie jak: zdjęcia fotogrametryczne, zdjęcia panoramiczne, skaning laserowy. Przykłady rezultatów zastosowania poszczególnych technik dokumentowania zamieszczono na kolejnych rysunkach: rys. 4-19 (zdjęcie panoramiczne wnętrza baraku), rys. 4-20 oraz rys. 4-21 (zdjęcia fotogrametryczne ściany szczytowej obserwowanej od wewnątrz) oraz opracowany wynik skaningu laserowego odkształcenia ściany szczytowej fragmenty ścian podłużnej (rys. 4-22).



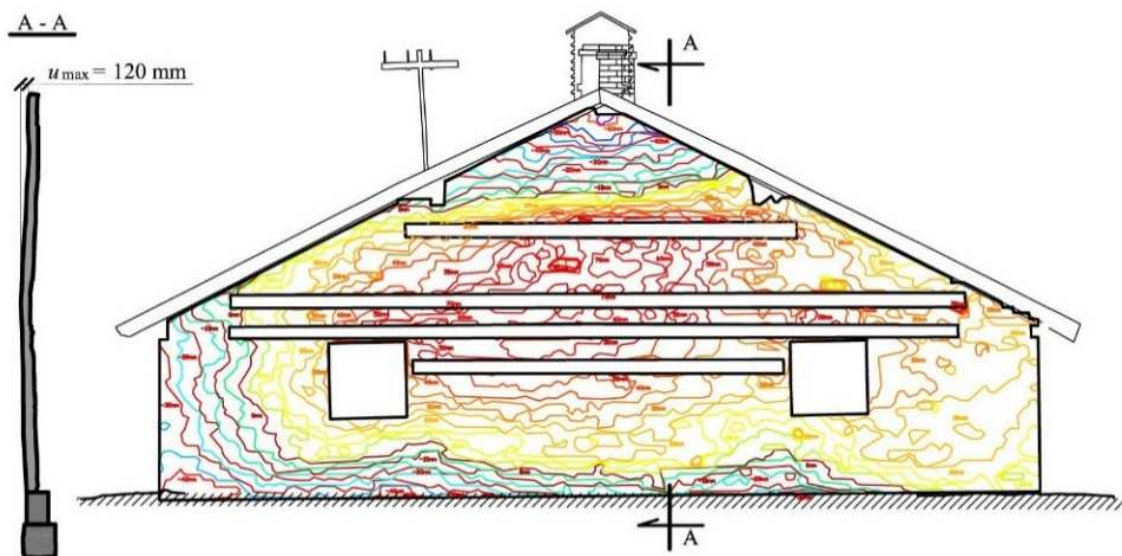
Rys. 4-19. Zdjęcia panoramiczne wykonane przed kompleksową konserwacją Baraków B-123 i B-124



Rys. 4-20. Zdjęcie fotogrametryczne wykonane przed kompleksową konserwacją w Baraku B-123 (ściana szczytowa wschodnia – widok od środka)



Rys. 4-21. Zdjęcia fotogrametryczne wykonane przed kompleksową konserwacją w Baraku B-123 a) ściana podłużna południowa (widok od środka), b) ściana szczytowa zachodnia (widok od środka)



Rys. 4-22. Opracowany wynik skaningu laserowego odkształcenia ściany szczytowej baraku B-123

Prace związane z podbijaniem fundamentów prowadzone były wewnątrz i na zewnątrz zabytkowego obiektu. Były to zatem prace inwazyjne, ingerujące w posadzkę i warstwy podposadzkowe zabytkowego baraku. Bezcenne są inskrypcje pozostawione przez więźniów na ścianach, prycze na których spali więźniowie, oryginalne posadzki i wszystko co wiąże się z tragiczną historią okresu wojny. W związku z tym należało wypracować sposób postępowania w odniesieniu do każdego elementu pełniącego funkcję konstrukcyjną i niekonstrukcyjną. Jednocześnie podczas podbijania fundamentów były wprowadzane w obiekt liczne instalacje, których obecność musiała pozostać niewidoczna. W odniesieniu do wszystkich tych elementów został wypracowany i zrealizowany sposób postępowania, którego nadrzędną przesłanką było zachowanie autentyzmu miejsca. Ze względu na złożoność wdrażanych prac poniżej w punkcie 4.5.1 zostanie przedstawiony wdrożony proces podbijania fundamentów a w punkcie 4.5.2 wdrożone prace towarzyszące.

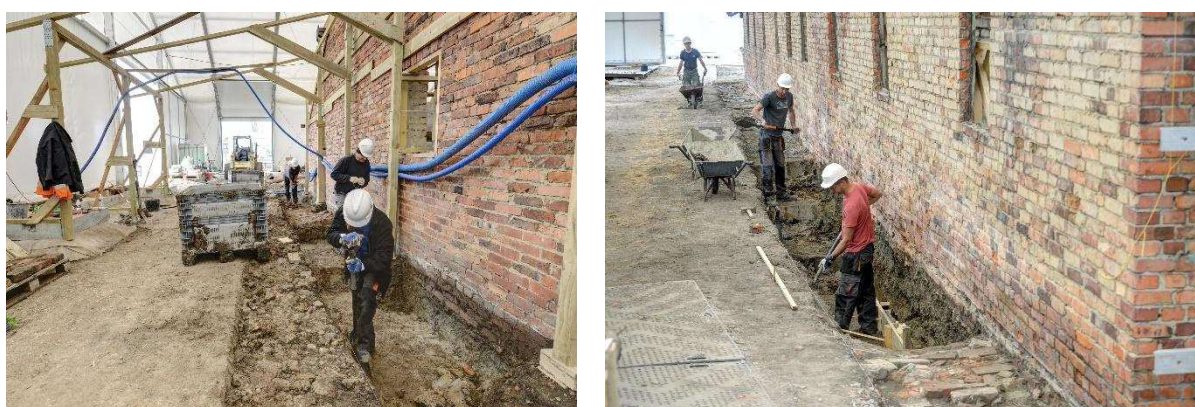
4.5.1 Podbicie fundamentów

Po pieczołowitym zdemontowaniu posadzek i elementów wykończenia (wypracowane postępowanie w odniesieniu do tych elementów przedstawiono w punkcie 4.5.2) przystąpiono do odsłaniania ścian fundamentowych. Prace ziemne wykonywano ręcznie ze względu na małe przestrzenie boksów prycz (powierzchnia około 4 m²). Ponadto ręczne odkopywanie fundamentu dawało możliwość szybkiej reakcji na stany zagrożenia wynikające ze złego stanu fundamentów. Pierwsze warstwy podposadzkowe złożone z kruszywa, piasku, potłuczonych dachówek i gruntu były przesiewane. Zabieg ten był to niezbędny i wynikał z konieczności dokładnego przeglądu tych warstw pod kątem reliktyw archeologicznych. Prowadzone w ten sposób prace wewnątrz baraku przedstawiono na rysunku 4-23 a na zewnątrz na rysunku 4-24. Podczas ręcznego usuwania warstw równolegle palcowali archeolodzy i konserwatorzy zabytków na bieżąco identyfikując ujawnione przedmioty. Wśród tych przedmiotów znajdowały się między innymi monety z różnych krajów przywiezione przez więźniów oraz

niezadko kosztowności. Znajdujące się poniżej rodzime warstwy gruntu po ręcznym usunięciu były wywożone.



Rys. 4-23. Prace ziemne wewnątrz baraku, demontaż warstw podposadzkowych w boksach prycz



Rys. 4-24. Odkrycie fundamentów od strony zewnętrznej

Odsłaniając fundamente często natrafiano na szczególnie mocno zdegradowane ich fragmenty, co wymagało okresowego ograniczania prac, doraźnych podparć oraz uzupełniania grożących utratą stateczności fragmentów ścian (rys. 4-25). Brakujące fragmenty ścian uzupełniano cegłą pochodzącą z innych obiektów, które były rozebrane w latach 40. XX w. przed powstaniem Muzeum oraz z cegły pozyskiwanej z okolicznych opuszczonych budynków. Należy w tym miejscu przywołać fakt, że właśnie z takiego materiału – pozyskanego z rozbiórki budynków okolicznych wiosek wznoszono murowane obiekty Auschwitz II. Każdy fragment odsłoniętych fundamentów był przedmiotem pieczołowicie prowadzonych prac budowlanych realizowanych pod nadzorem służb archeologicznych i konserwatorskich.

Zgodnie z przyjętymi założeniami konserwatorskimi na terenie Muzeum [M30] nie wykonuje się rekonstrukcji elementów baraków, za wyjątkiem sytuacji, gdy jest to konieczne ze względów bezpieczeństwa konstrukcji. Przypadki zdegradowanych i brakujących fragmentów

ścian fundamentowych i fragmentów ścian w poziomie posadzek były właśnie takimi sytuacjami. Zapewnienie stabilnego oparcia dla ścian nadziemnej części baraków warunkuje ponadto zachowanie obiektów dla przyszłych pokoleń. Stąd konsekwentnie prowadzono uzupełnienia i przemurowania fragmentów ścian oraz ścian fundamentowych (rys. 4-25).



Rys. 4-25. Naprawa fundamentu ceglanego: a) ściana zewnętrzna podłużna, b) wewnętrzna ściana działowa

Po całkowitym odsłonięciu fundamentów do poziomu ich podstawy przystępowano do jego ręcznego czyszczenia za pomocą szczotek i w razie konieczności z wykorzystaniem niezbędnej ilości wody. Po usunięciu gruntu z bocznych powierzchni fundamentów można było dokładnie określić niezbędny zakres ich naprawy. W szczególności wskazywano kolejne cegły, które wymagały wymiany.

Pobijanie fundamentów odbywało się odcinkowo. Wdrożony proces wyglądał następująco. Z dwóch stron odkopanych ścian wykonywano pod podstawą fundamentu otwór o długości od 0,2 m do 1,2 m. Podstawę fundamentu czyszczono, a boczne ściany tego otworu zabezpieczono szalunkiem (ST na rysunku 4-29). Szalunek ten stanowiła sklejka z nabitymi na nią kantówkami o przekroju 50/50 mm rozstawionymi do 100 mm. Przygotowane deskowanie ustawiano prostopadle do osi fundamentu w taki sposób, aby uzyskać odlew betonowy z odcisniętymi przez kantówki wrębami (rys. 4-26). Deskowanie ustawione wzdłuż osi ściany nie było wyposażone w kantówki i znajdowało się w odległości ok. 10 cm od krawędzi podstawy. Tak przygotowaną przestrzeń wypełniano betonem. Beton wprowadzano przez przerwy między deskowaniem a krawędziami istniejącej podstawy fundamentu (rys. 4-27). Do prac przy sąsiednim odcinku przystępowano po osiągnięciu przez beton ok. 30% wytrzymałości. Po wykonaniu nowego fundamentu uzyskiwano nowy poziom posadowienia, który oznaczano jako P2 (rys. 4-18). Aby przyspieszyć prace związane z podbieraniem fundamentów realizowano je równolegle w kilku miejscach baraku równocześnie. Zoptymalizowany i wdrożony schemat takich prac w przypadku baraku o numerze B-138 przedstawiono na rysunku 4-30. Rozkład odcinków, na których równocześnie prowadzono prace przypomina płaską szachownicę. Chodzi o to, że uwzględniono w nim nie tylko kolejność prowadzenia prac

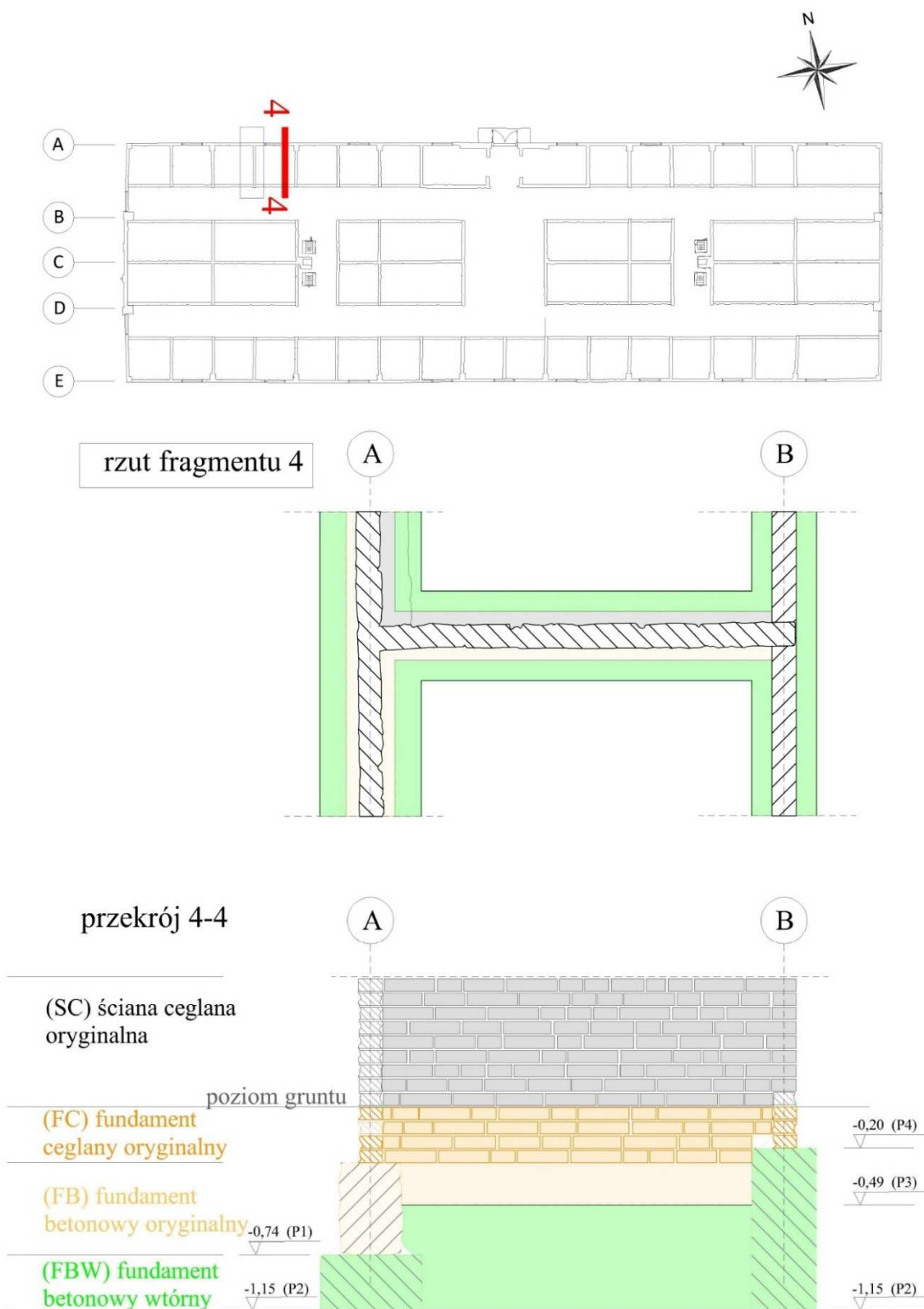
w danej ławie ze względu na wytrzymałość betonu i nośność gruntu, ale także zagadnienia organizacji placu budowy. Dążono do tego, aby nie prowadzić prac równocześnie w sąsiadujących ze sobą fundamentach ze względu na kolizje poruszających się pracowników. Po odsłonięciu i podbiciu fundamentów wszystkie ich elementy (pierwotne i wtórne) oczyszczono mechanicznie szczotą, a później umyto myjką ciśnieniową. Następnie wykonano dokumentację fotograficzną fundamentów. Przykład osiągniętego efektu po wbudowaniu wzmocnień w postaci przekroju poprowadzonego przez ścianę zewnętrzną przedstawiono na rysunku 4-28.



Rys. 4-26. Podbijanie fundamentów a) uzyskana powierzchnia z wrębami w miejscu przy końcu betonowanego odcina, b) podbicie fundamentu słupa drewnianego konstrukcji więźby dachowej

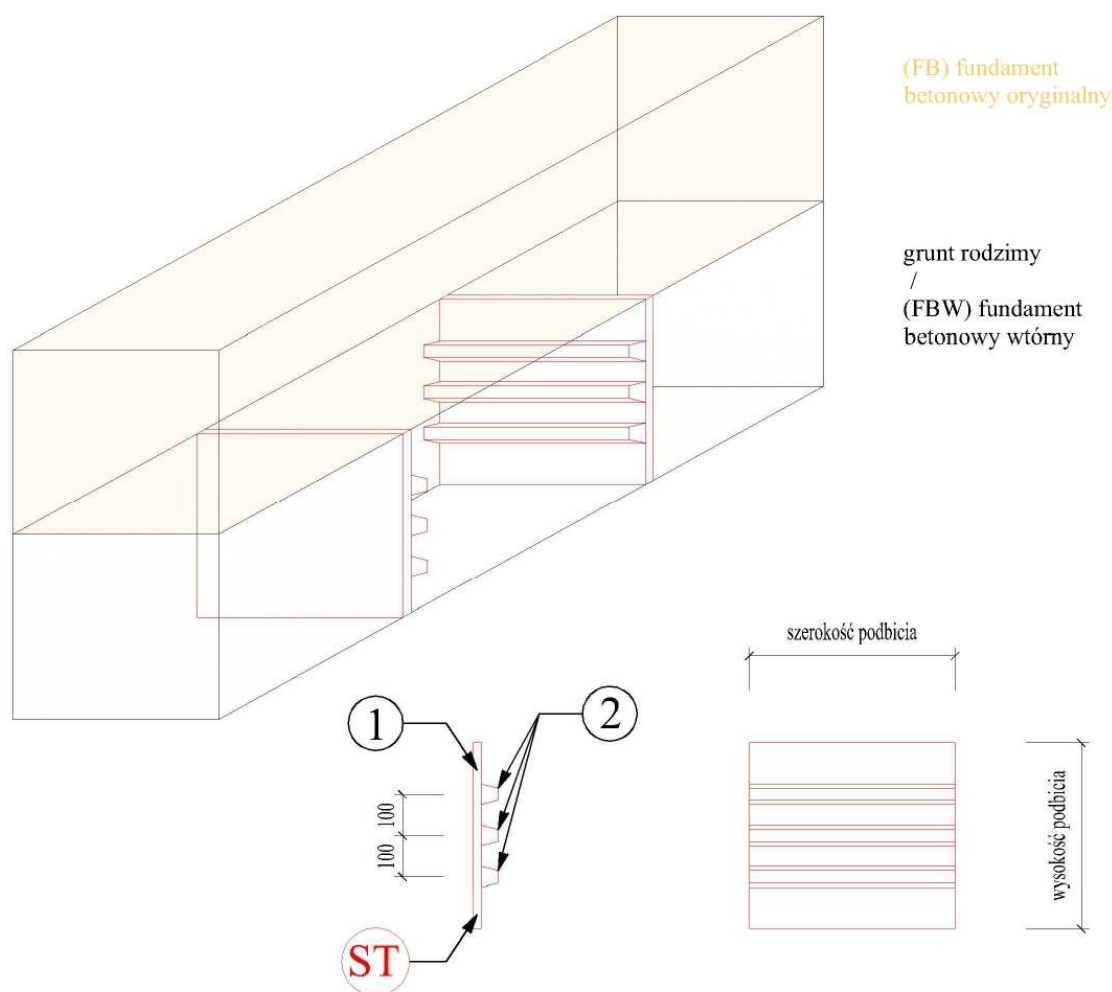


Rys. 4-27. Podbijanie fundamentów, betonowanie jednego z odcinków podbicia, prace ręczne.

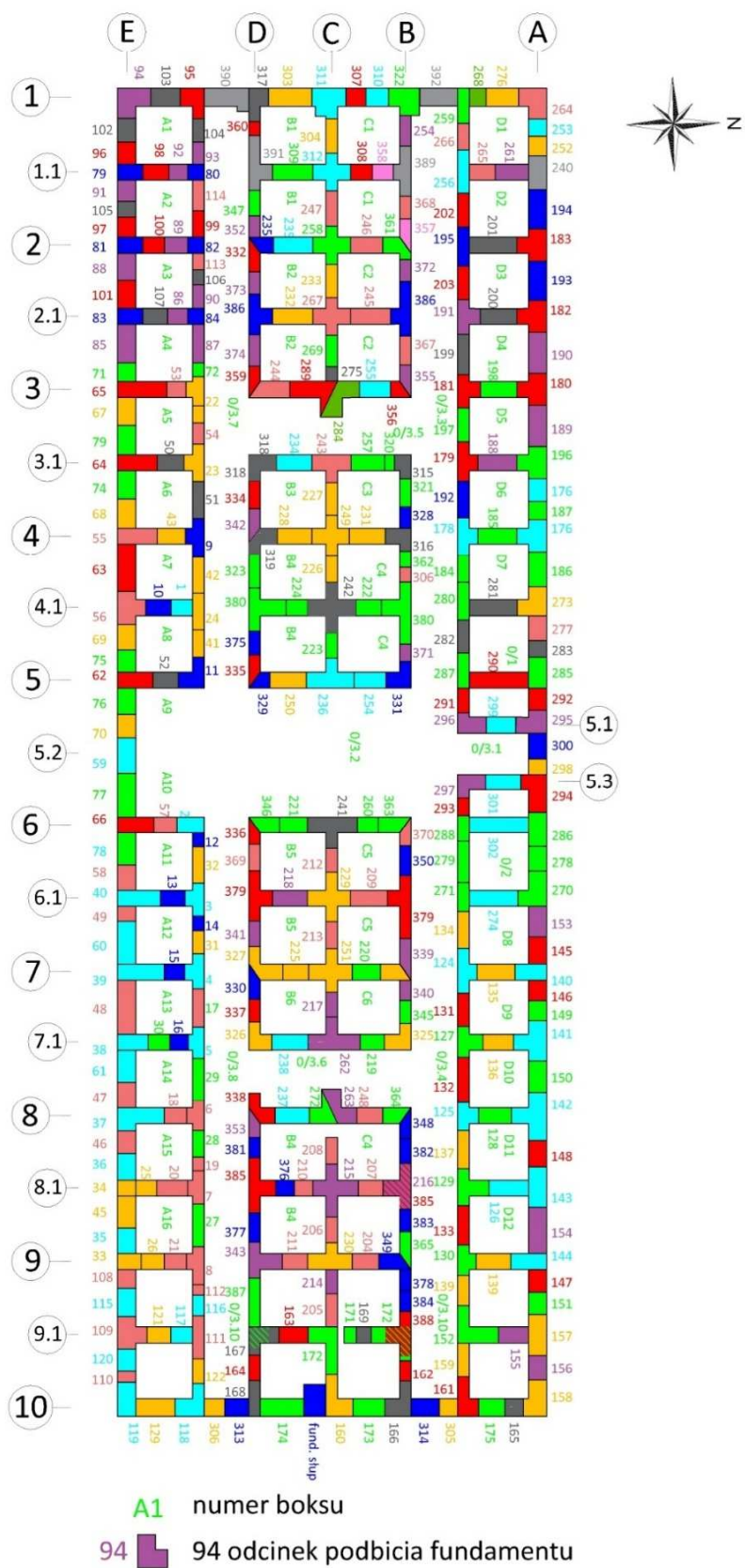


Rys. 4-28. fundamenty w baraku murowanym więźniarskim

Pierwszym barakiem, w którym zrealizowane w ten sposób wzmocnienie fundamentów był barak B-123. Analogiczne prace prowadzono w trzech kolejnych barakach dążąc do ich optymalizacji. Przykładowo w baraku B-138 podbicie wszystkich fundamentów (ścian wewnętrznych, zewnętrznych, słupów, progów pryz) wykonano w 93 dni. Fundamenty podzielone zostały na 392 odcinki podbić. Zużyto 77,75 m³ betonu C20/25 ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien stalowych. Zestawienie dni betonowania i ilości zużytego betonu zamieszczono na rysunku 4-31.



Rys. 4-29. Fragment szalunku dla wykonania podbicia fundamentu ustawiony prostopadłe do osi fundamentu, 1 – płyta szalunkowa o wymiarach odpowiadających szerokości i wysokości podbicia, 2 – kantówka o wymiarach 50x50mm obrobiona na kształt trapezu o długości równej szerokości podbicia, ST – szalunek dla przerwy technologicznej między odcinkami podbić



Rys. 4-30. Schemat powykonawczy odcinkowego podbijania fundamentów.
Barak B-138

kolejny dzień betonowania	kolejne numery odcinków podbić	data betonowania	ilość betonu zużytego w danym dniu betonowania	ilość betonu, narastająco	ilość betonu, w danym miesiącu
1	1-5	09.09.2020	1,00m ³		
2	6-8	11.09.2020	0,75m ³	(1,75)	
3	9-16	16.09.2020	1,00m ³	(2,75)	
4	17-21	17.09.2020	0,75m ³	(3,50)	
5	22-26	22.09.2020	1,00m ³	(4,50)	
6	27-30	23.09.2020	1,00m ³	(5,50)	
7	31-34	24.09.2020	0,50m ³	(6,00)	
8	35-40	29.09.2020	0,75m ³	(6,75)	
9	41-45	01.10.2020	1,00m ³	(7,75)	
10	46-49	02.10.2020	0,50m ³	(8,25)	
11	50-52	07.10.2020	0,75m ³	(9,00)	
12	53-58	08.10.2020	1,00m ³	(10,00)	
13	59-61	09.10.2020	0,50m ³	(10,50)	
14	62-66	13.10.2020	1,00m ³	(11,50)	(4,75)
15	67-70	15.10.2020	0,50m ³	(12,00)	(5,25)
16	71-78	20.10.2020	1,00m ³	(13,00)	(6,25)
17	79-84	22.10.2020	0,75m ³	(13,75)	(7,00)
18	85-94	27.10.2020	1,50m ³	(15,25)	(8,50)
19	95-101	30.10.2020	1,00m ³	(16,25)	(9,50)
20	102-107	03.11.2020	1,00m ³	(17,25)	(1,00)
21	108-114	05.11.2020	1,00m ³	(18,25)	(2,00)
22	115-120	10.11.2020	1,00m ³	(19,25)	(3,00)
23	121-123	16.11.2020	0,75m ³	(20,00)	(3,75)
24	124-126	24.03.2021	1,00m ³	(21,00)	(1,00)
25	127-130	06.04.2021	1,00m ³	(22,00)	(1,00)
26	131-133	08.04.2021	0,75m ³	(22,75)	(1,75)
27	134-139	09.04.2021	1,00m ³	(23,75)	(2,75)
28	140-144	30.04.2021	0,75m ³	(24,50)	(3,50)
29	145-148	04.05.2021	0,50m ³	(25,00)	(0,50)
30	149-152	05.05.2021	0,50m ³	(25,50)	(4,00)
31	153-156	06.05.2021	0,50m ³	(26,00)	(1,50)
32	157-160	12.05.2021	0,75m ³	(26,75)	(2,25)
33	161-164	13.05.2021	0,50m ³	(27,25)	(2,75)
34	165-169	17.05.2021	0,75m ³	(28,00)	(3,50)
35	170-175	20.05.2021	1,00m ³	(29,00)	(4,50)
36	176-178	17.06.2021	0,50m ³	(29,50)	(0,50)
37	179-183	18.06.2021	1,00m ³	(30,50)	(1,50)
38	184-187	21.06.2021	0,75m ³	(31,25)	(2,25)
39	188-191	22.06.2021	0,75m ³	(32,00)	(3,00)
40	192-195	23.06.2021	0,75m ³	(32,75)	(3,75)
41	196-198	24.06.2021	0,75m ³	(33,50)	(4,50)
42	199-201	25.06.2021	0,75m ³	(34,25)	(5,25)
43	202-204	05.07.2021	0,50m ³	(34,75)	(0,50)
44	205-209	06.07.2021	0,75m ³	(35,50)	(1,25)
45	210-213	08.07.2021	0,50m ³	(36,00)	(1,75)
46	214-218	13.07.2021	1,00m ³	(37,00)	(2,75)
47	219-224	14.07.2021	0,75m ³	(37,75)	(3,50)
48	225-229	16.07.2021	1,00m ³	(38,75)	(4,50)
49	230-233	19.07.2021	0,75m ³	(39,50)	(5,25)
50	234-238	20.07.2021	0,75m ³	(40,25)	(6,00)
51	239-242	21.07.2021	0,75m ³	(41,00)	(6,75)
52	243-248	22.07.2021	1,00m ³	(42,00)	(7,75)
53	249-252	23.07.2021	0,75m ³	(42,75)	(8,50)
54	253-256	27.07.2021	0,75m ³	(43,50)	(9,25)
55	257-260	28.07.2021	0,75m ³	(44,25)	(10,00)
56	261-263	29.07.2021	0,50m ³	(44,75)	(10,50)
57	264-267	02.08.2021	0,50m ³	(45,25)	(0,50)
58	268-272	04.08.2021	0,75m ³	(46,00)	(1,25)
59	273-276	05.08.2021	0,50m ³	(46,50)	(1,75)
60	277	11.08.2021	0,25m ³	(47,25)	(2,00)
61	278-280	12.08.2021	0,50m ³	(47,75)	(2,50)
62	281-283	24.08.2021	0,50m ³	(48,50)	(3,00)
63	284-288	27.08.2021	0,75m ³	(49,50)	(3,75)
64	289-294	03.09.2021	1,00m ³	(50,00)	(1,00)
65	295-297	08.09.2021	0,50m ³	(50,25)	(1,50)
66	298	10.09.2021	0,25m ³	(51,00)	(1,75)
67	299-302	13.09.2021	0,75m ³	(51,00)	(2,50)
68	303-306	15.09.2021	0,50m ³	(51,50)	(3,00)
69	307-308	16.09.2021	0,25m ³	(41,75)	(3,25)
70	309	17.09.2021	0,25m ³	(42,00)	(3,50)
71	310-314	20.09.2021	1,50m ³	(53,50)	(5,00)
72	315-319	22.09.2021	1,25m ³	(54,75)	(6,25)
73	320-323	27.09.2021	1,00m ³	(55,75)	(7,25)
74	324-327	29.09.2021	1,00m ³	(56,75)	(8,25)
75	328-331	01.10.2021	0,75m ³	(57,50)	(075)
76	332-338	06.10.2021	1,75m ³	(59,25)	(2,50)
77	339-343	13.10.2021	1,00m ³	(60,25)	(3,50)
78	344-347	14.10.2021	0,75m ³	(61,00)	(4,25)
79	348-351	19.10.2021	0,75m ³	(61,75)	(5,00)
80	352-355	22.10.2021	0,75m ³	(62,50)	(5,75)
81	356-360	27.10.2021	0,75m ³	(63,25)	(6,50)
82	361-365	03.11.2021	1,00m ³	(64,25)	(1,00)
83	366-370	05.11.2021	0,75m ³	(65,00)	(1,75)
84	371-374	09.11.2021	0,75m ³	(65,75)	(2,50)
85	375-378	09.11.2021	0,75m ³	(66,50)	(3,25)
86	379	11.02.2022	2,50m ³	(69,00)	(2,50)
87	380	16.02.2022	2,25m ³	(71,25)	(4,25)
88	381-384	28.02.2022	1,00m ³	(72,25)	(5,25)
89	385	01.03.2022	1,25m ³	(73,50)	(1,25)
90	386	04.03.2022	1,00m ³	(74,50)	(2,25)
91	387	10.03.2022	0,75m ³	(75,25)	(3,00)
92	388	17.03.2022	0,75m ³	(76,00)	(3,75)
93	389-391	31.05.2022	1,75m ³	(77,75)	(1,75)

Rys. 4-31. Podbijanie fundamentów. Zestawienie ilości odcinków podbić, ilości zużytego betonu w czasie. Barak B-138



Rys. 4-32. Podbijanie fundamentów, a) przygotowany odcinek do szalowania, tymczasowo zabezpieczony podnośnikiem trapezowym, b) podbity fragment oryginalnej ławy fundamentowej



Rys. 4-33. Podbijanie fundamentów

Po podbiciu otrzymano pionową powierzchnię fundamentów złożoną z dużej liczby załamów, odsadzek i krawędzi. Nowy fundament (podbicie) jest o 20 cm szerszy (po 10 cm z każdej strony) od zachowanego, naprawionego oryginalnego fundamentu betonowego. Ten natomiast jest do 12 cm szerszy (po 6 cm z dwóch stron) od murowanych ścian fundamentowych. Położenie tych krawędzi i uskoków (w pionie i poziomie) nie jest regularne i zależy w szczególności od stanu zachowania oryginalnego fundamentu oraz od różnicy w poziomie posadowienia fundamentów (rys. 4-34).

Historyczne fundamenty nie miały izolacji pionowej co było jedną z przyczyn ich degradacji. Chcąc uniknąć w przyszłości uszkodzeń wynikających z tylko częściowego zabezpieczenia fundamentów (liczne uszkodzenia wynikające z takiego częściowego zabezpieczenia opisano w podrozdziale 4.3) zdecydowano się na ich kompleksowe zabezpieczenie.

Tradycyjne metody izolacji pionowej takie jak smołowanie (stosowanie gorącego lepiku na ścianach fundamentowych), papa na lepiku (nakładanie papy izolacyjnej mocowanej lepikiem), papa termozgrzewalna (papa zgrzewana palnikiem) nie sprawdziłyby się w małych przestrzeniach boksów prycz. Ponadto brak możliwości zastosowania otwartego ognia przy montażu papy termozgrzewalnej zamknęło szansę zastosowania tego typu izolacji.

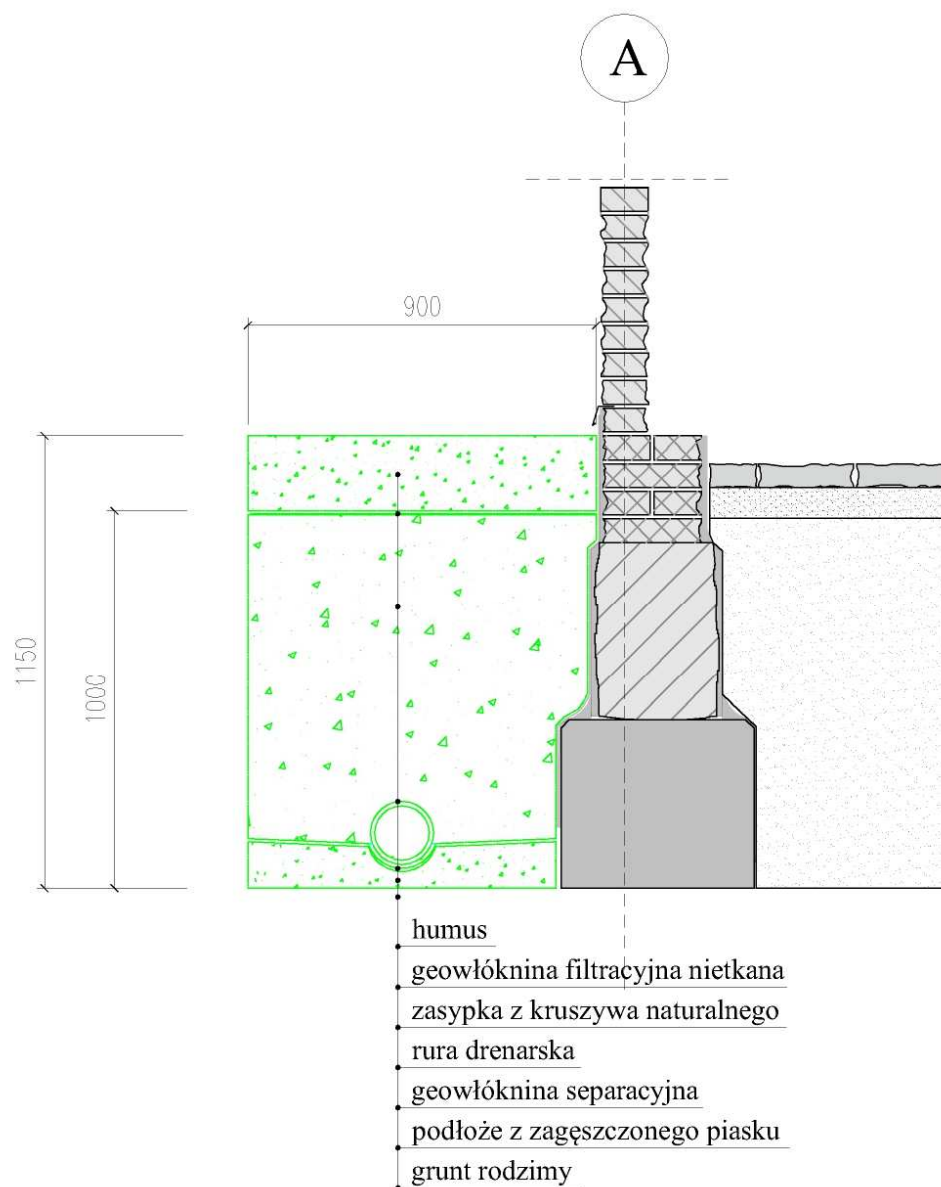
Poszukiwano w związku z tym rozwiązania, które jednocześnie zapewni możliwość wzmocnienia struktury starych cegieł, ograniczy ich pory oraz będzie działało hydrofobizująco.

Założono ponadto, że rozwiązanie winno hamować migrację szkodliwych soli w murze i zwiększyć odporność chemiczną zabezpieczonego muru. Warstwa wierzchnia rozwiązania winna charakteryzować się szczelnością na działanie wody znajdującej się pod ciśnieniem. Ze względu na fakt, że powłoka będzie układana na styku różnych materiałów (nowy beton – stary beton, stary beton - cegły) rozwiązanie winno mostkować rysy i winno cechować się dobrą przyczepnością zarówno do różnych betonów jak i cegły. Przeprowadzone analizy wykazały, że wymagań takich nie jest w stanie spełnić jeden środek. W związku z tym zdecydowano się na użycie zestawu środków, które będą ze sobą współpracowały. Jako środki układane w pierwszej kolejności przyjmowano koncentraty krzemianujące o działaniu wzmacniającym, następnie nakładano mineralny szlam uszczelniający. Na tak przygotowane podłoże układano szpachlówkę uszczelniającą o wysokiej odporności na siarczyny i ostatecznie elastyczną polimerową powłokę grubowarstwową. Na tak przygotowaną powierzchnię fundamentów układano wysokowytrzymałą, trójwarstwową kubelkową matę ochronną z funkcją oddzielającą. Rozwiązanie to cechuje się wysoką zdolnością odprowadzania wody, a także odpornością na gnienie.

Istotnym elementem zabezpieczającym ściany baraku przed wodą jest zastosowany również drenaż opaskowy (rys. 4-35, rys. 4-36). Zbiera on wodę opadową z dachu (wykluczono stosowanie rynien) i odprowadza ją do kanalizacji deszczowej, a następnie do rowu okalającego teren byłego KL Auschwitz II-Birkenau (rys. 4-37). Rowy odprowadzają wodę do cieków wodnych – Pławianka, a ten z kolei prowadzi wody do rzeki Wisła. Drenaż opaskowy zmniejsza również napór wody na fundamenty, zapobiegając ich zawilgoceniu i korozji materiałów fundamentu (betonu i cegły), chroni także przed podciąganiem kapilarnym wody. Ponadto stabilizuje mikroklimat wokół budynku ograniczając wahania wilgoci w bezpośrednim otoczeniu fundamentu i muru, co jest kluczowe dla zachowania substancji zabytkowej. Zabezpiecza także przed solami zawartymi w wodzie gruntowej, które krystalizują się w fundamentach i murach prowadząc do ich degradacji (wysolenia). Pojemność całego drenażu opaskowego w jednym baraku wynosi ponad 85m³ (rys. 4-37) (rys. 4-35) co pozwala zmniejszyć ryzyko podtopień podczas ulewnych deszczy.



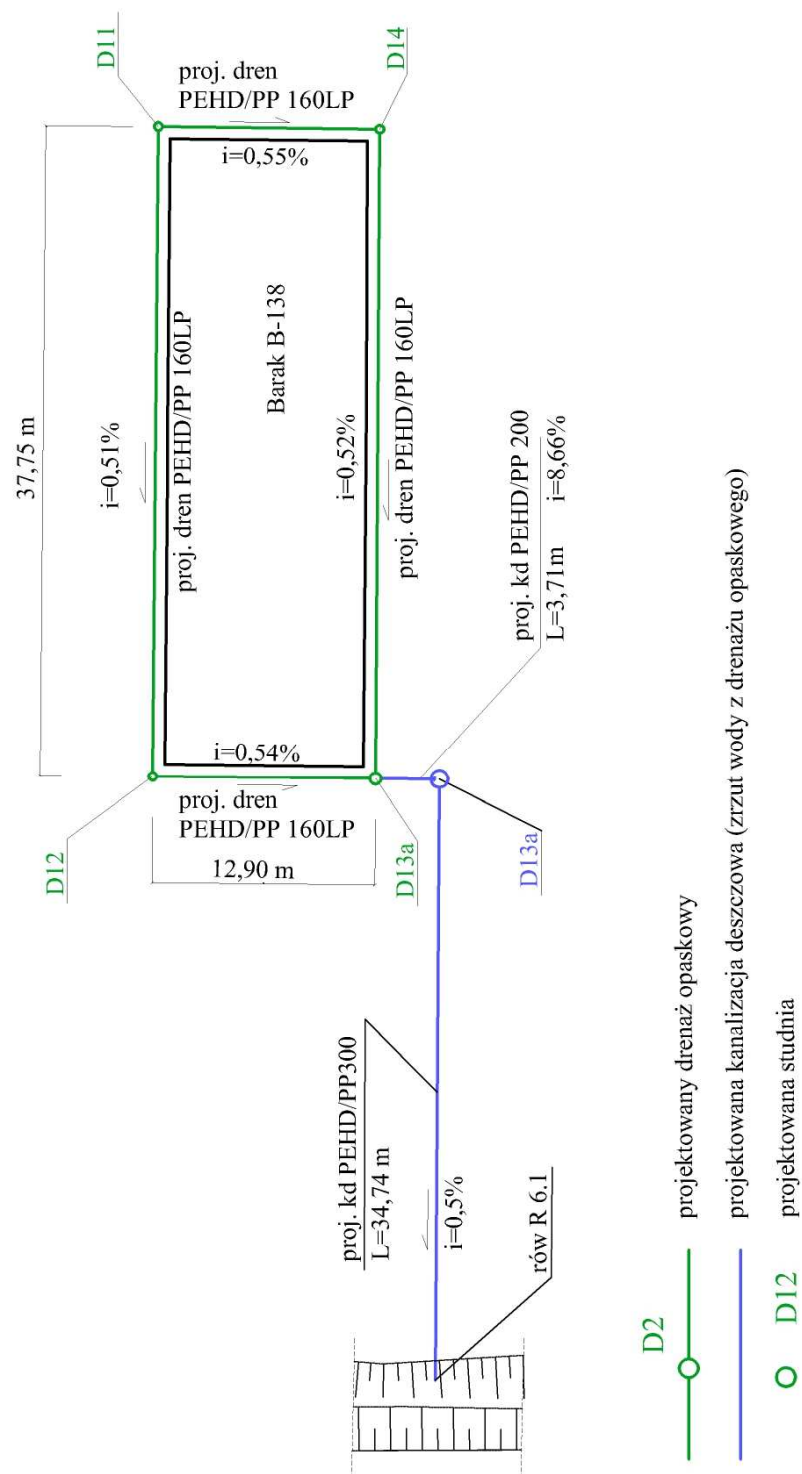
Rys. 4-34. Fundamenty po pobiciu: a) boczne powierzchnie fundamentów cechują się licznymi uskokami, b) układanie warstw hydroizolacji fundamentów



Rys. 4-35. Przekrój przez drenaż opaskowy wykonany wokół baraku murowanego B-138



Rys. 4-36. Budowa drenażu opaskowego



Rys. 4-37. Schemat przebiegu drenażu opaskowego okalającego barak murowany B-138 wraz z kanalizacją deszczową odprowadzającą wody do rowu.

4.5.2 Prace towarzyszące

Wykonywanie nowego posadowienia baraku wiązało się z koniecznością przeprowadzenia prac w odniesieniu do wielu innych elementów baraku. Poniżej działania te przedstawiono w odniesieniu do:

- a. prycz i ścian działowych stanowiących oparcie dla prycz,
- b. ceglanej posadzki oraz warstw podposadzkowych,
- c. instalacji elektrycznych i piezometrycznej.

Rozwiązanie prycz w poszczególnych barkach było nieco odmienne. W barakach B-123 i B-124 belki nośne, na których leżały deski prycz wmurowane były w ściany działowe co w konsekwencji upraszczało całą konstrukcję. Z kolei w barakach B-138 i B-139 cała konstrukcja boksów prycz była niezależna i nie łączyła się w trwały sposób ze ścianami. Niezależnie od rozwiązania konstrukcyjnego prycze były demontowane (rys. 4-38a). W trakcie tego demontażu każdy drewniany element został oznaczony (rys. 4-38b), magazynowany na przygotowanych do tego paletach (rys. 4-38c) po to, aby mógł wrócić po jego oczyszczeniu (rys. 4-38d) i konserwacji (rys. 4-38e) w swoje pierwotne położenie.



Rys. 4-38. Postępowanie z pryczami w trakcie wykonywania nowego posadowienia baraków:
a) demontaż prycz, b) przykład oznaczenia elementów, c) składowanie elementów prycz, d) czyszczenie elementów prycz przed konserwacją, e) konserwacja

W trakcie prac związanych z fundamentami szczególnych zabezpieczeń wymagały poprzeczne ściany działowe. Zdemontowane drewniane prycze usztywniały te ściany działowe. Jednocześnie ściany te były zamocowane w zewnętrznych ścianach podłużnych. Połączenia tych ścian poprzecznych z podłużnymi uległy jednak uszkodzeniom. Nastąpiło to wskutek dwóch oddziaływań. Pierwszą jest wychylenie na zewnątrz ścian podłużnych wywołanych poziomymi siłami przekazywanych z więźby dachowej, a drugą posadowienie ścian na niestabilnych fundamentach (patrz rozdział 7.2). W związku z tym, przed rozpoczęciem prac ziemnych konieczne było konstrukcyjne zabezpieczenie murowanych wewnętrznych ścian działowych. Do tego zabezpieczenia użyto drewnianych elementów wbudowanych między ściany działowe (rys. 4-39). Podstawowymi elementami, z których wykonywano to wzmocnienie to belki o przekroju 50×100 mm oraz deski o grubości 25 mm. Drewniane konstrukcje zabezpieczały w szczególności ściany działowe podczas ich podkopywania. Demontaż zabezpieczeń był prosty, szybki i przede wszystkim bezpieczny dla oryginalnych ścian, co ma zasadnicze znaczenie w obiektach zabytkowych. Przyjęcie takiego rozwiązania wynika z łatwości z jaką można dopasowywać te zabezpieczenia do zniekształconej geometrii ścian. Docinanie na indywidualny wymiar i łączenie za pomocą łączników ciesielskich i wkrętów sprawdziło się, dało bezpieczne i szybkie w montażu rozwiązanie. Przyjęte rozwiązanie wzmocnienia jest bardzo korzystane, co wynika także z łatwości jego przebudowywania. Konieczność przebudów wzmocnienia zachodziła podczas wymiany spoin ścian, a także bruzdowania i wbudowywania zbrojenia w ściany.



Rys. 4-39. Zabezpieczenie ścian boksów prycz drewnianymi konstrukcjami

Podczas podbijania fundamentów oprócz prac związanych z konserwacją elementów zabytkowych wbudowywano w obiekt także instalacje współczesne wynikające z aktualnych wymagań technicznych, w szczególności odgromową i instalacje kablowe.

Baraki murowane nie były wyposażone w instalację odgromową. Projekt kompleksowej konserwacji zakładał, że ze względów bezpieczeństwa obiekty po pracach budowlano-konserwatorskich zostaną wyposażone w tą instalację. Pierwszy pilotażowy projekt dla baraków B-123 i B-124 zakładał instalację odgromową wykonaną w gruncie w postaci szpil wbijanych w grunt. Szpile są uznawane za mniej efektywne uziemienie od otoku. W związku z tym w barakach B-138 i B-139 zastosowano bardziej efektywne rozwiązanie w postaci otoku. Zastosowanie tego korzystniejszego rozwiązania było możliwe przez wykorzystanie faktu, że podczas podbijania fundamentów cały barak był odkopany. W dniu tego wykopu ułożono otok z wyprowadzonymi nad powierzchnię wytykami (rys. 4-40). Bednarka stanowi podziemną

część instalacji odgromowej. Połączenie części nadziemnej z wytykami tworzy całość instalacji zabezpieczającej barak przed m.in. wyładowaniami atmosferycznymi.



Rys. 4-40. Fundament baraku murowanego przed i po oczyszczeniu

Kolejną instalacją wbudowaną w baraki były liczne instalacje kablowe wynikające z wyposażenia obiektów w monitoring (CCTV – kamery i rejestrację zdarzeń), systemy alarmowe (czujki ruchu, otwarcia drzwi, systemy antywłamaniowe), kontrolę dostępu, zabezpieczenia przeciwpożarowe (SSP - czujki dymu, sygnalizatory akustyczne i optyczne). Wszystkie te instalacje wymagają okablowania. Kable które w początkowym założeniu miały być prowadzone po ścianach, krokwiach, płatwiach, kleszczach w większości zostały „ukryte” pod posadzką, ponieważ na etapie robót ziemnych, podbicia fundamentów ułożono kanalizację kablową. Rury kanalizacji kablowej zlokalizowane są na poziomie podbicia fundamentów (rys. 4-41 a), swój początek mają pod szafą rozdzielczą (rys. 4-41 c), a koniec na poziomie posadzki w sąsiedztwie elementów wykonawczych których dotyczą. Początkowe założenia ilości okablowania z czasem, w trakcie prac w terenie, zostały zmieniane i ich ilość (a także i objętość) kabli wzrosła. Przyjęte rozwiązanie wykonania podziemnej kanalizacji kablowej w pełni zostało wykorzystane co pozwoliło zgodnie z zasadą ukrywania elementów wtórnych w baraku uniknąć dużej wiązki kabli w oryginalnej przestrzeni baraku. Rozwiązanie to zostało zastosowane w kolejnej kompleksowej konserwacji baraków murowanych B-138 i B-139.

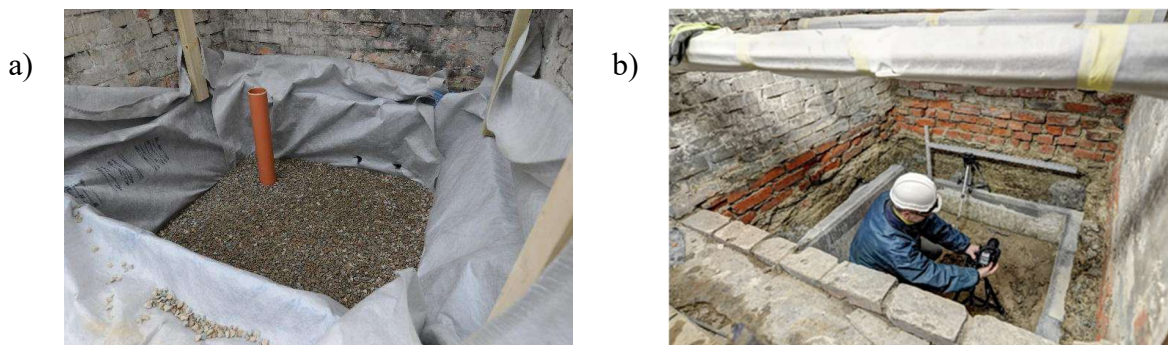


Rys. 4-41. Ułożenie kanalizacji kablowej, przejścia przez ścianę przygotowane na etapie betonowania podbić

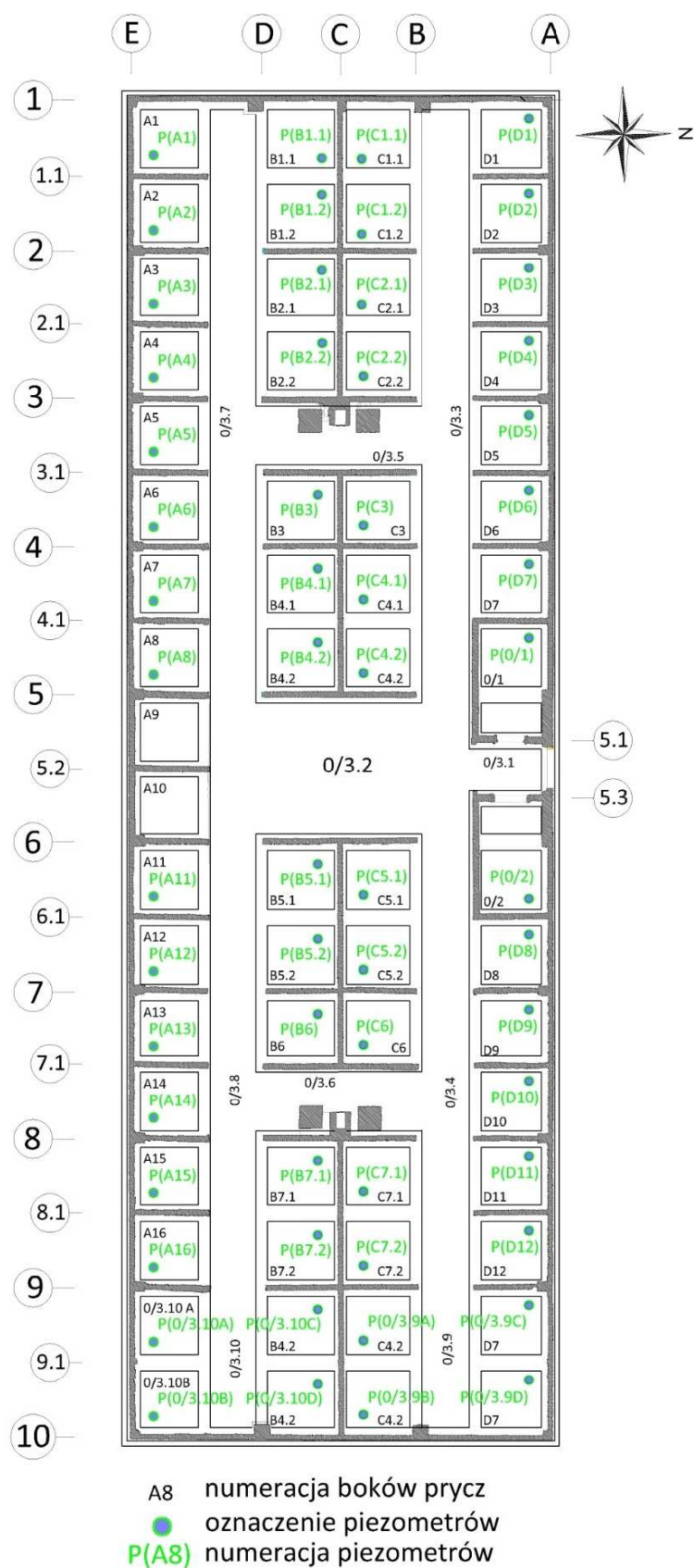
Ostatnią instalacją, którą przedstawiono w niniejszym punkcie to instalacja umożliwiająca śledzenie poziomu wody gruntowej, którą stanowi układ piezometrów. Każdy boks jest oddzielną przestrzenią ograniczoną z czterech stron fundamentem (oryginalnym i dodatkowo jego podbiciem) niezamkniętą od dołu. Po zakończeniu prac związanych z kompleksową konserwacją może nastąpić sytuacja pojawienia się wody gruntowej w środku baraku dlatego regularne sprawdzanie piezometrów daje odpowiedź czy w baraku jest woda, a jeżeli tak to jaki jest jej poziom. Piezometry pomagają w ocenie skuteczności działania drenażu opaskowego którego podstawowym zadaniem było sprawne odprowadzenie wód opadowych i podpowierzchniowych z okolicy baraku do rowów odwadniających. Wartością dodaną jest możliwość szybkiego odpompowania wody z boksu przyz wykorzystując rurę pomiarową bez konieczności demontażu części posadzki i warstw pod posadzkowych w boksie przyz

w przypadku np. zalania podczas powodzi. Piezometr jest wykonany z rury kanalizacyjnej ϕ 100 mm (rys. 4-42a). Rura jest ponacinana do połowy wysokości tak żeby zgromadzona woda mogła swobodnie wpłynąć do jej środka. Dół piezometru znajduje się na tym samym poziomie co dół podbicia fundamentów. Rozmieszczenie piezometrów w baraku murowanym więźniarskim o nr inw. B-138 pokazano na rysunku 4-43. W obiekcie umieszczono 60 piezometrów. Ich montaż na etapie prac ziemnych związanych z podbiciem fundamentów jest prosty i tani. Bezpośrednia wiedza z prostych pomiarów o ewentualnym występowaniu wody w baraku jest bardzo pomocna.

Przed rozpoczęciem i na zakończenie kompleksowej konserwacji wykonano komplet elektronicznej dokumentacji zdjęciowej. Zdjęcia i filmy wykonywane w trakcie prowadzenia prac miały i mają służyć następnym osobom jak również firmom wykonującym prace na zlecenie Muzeum pomóc zwizualizować wykonywane procesy.



Rys. 4-42. Prace w boksach prycz: a) piezometr w trakcie instalacji, b) wykonanie dokumentacji fotogrametrycznej.



Rys. 4-43. Schemat rozmieszczenia piezometrów. Barak B-138

5 Posadzki

W trakcie funkcjonowania obozu rolą posadzek było izolowanie od wilgoci przestrzeni, w których przebywali więźniowie. Ułatwiały one także utrzymanie czystości. Obecnie posadzki są elementem autentyzmu miejsca pamięci, na który kierują wzrok odwiedzający Muzeum zaraz po wejściu do obiektu. Muzeum dba o zachowanie oryginalnych struktur, w tym posadzek, aby zwiedzający mogli zobaczyć obóz w możliwie niezmienionej formie.

Posadzki wewnątrz większości obiektów znajdują się w złym stanie technicznym. Pozostaje to w bezpośrednim związku z niewłaściwie wykonaną podbudową oraz oddziaływaniami atmosferycznymi (zawilgocenie, temperatura) i mechanicznymi (spękania przez wymrażanie).

5.1 Charakterystyka posadzek

Ze względu na zastosowany materiał posadzki w barkach murowanych możemy podzielić na: ceramiczne, drewniane, betonowe, klepiska, techniczne i zastępcze. Poniżej te różne rozwiązania posadzek zachowanych w murowanych barkach na terenie Auschwitz II zostaną scharakteryzowane.

Posadzki ceramiczne zostały wykonane na podbudowie o grubości 20 cm – 35 cm. Podbudowa składa się z dwóch warstw. Bezpośrednio na gruncie rodzimym ułożona jest warstwa 15 cm – 25 cm kruszywa naturalnego różnej frakcji zawierająca gruz np. fragmenty betonowych dachówek lub cegieł. Na tej pierwszej warstwie ułożona jest podsypka o grubości 5 cm - 10 cm z drobnego żwiru i piasku, a na niej cegła ceramiczna na płasko. Fugi między cegłami wypełnione są kruszywem lub zaprawą (rys. 5-1).



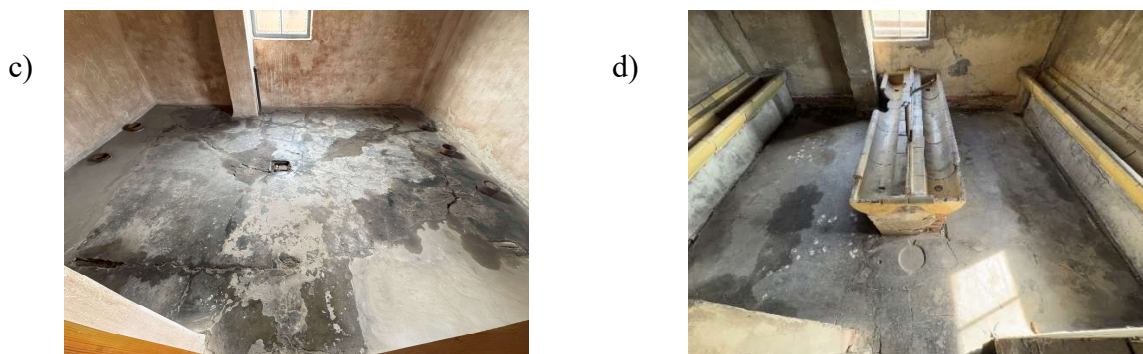
Rys. 5-1. Przykłady posadzek ceramicznych: a) barak B-72, b) barak B-79, c) barak B-139, d) B-124

Posadzki drewniane w murowanych barakach mieszkalnych znajdują się w pomieszczeniach przy wejściach do baraku w tzw. pomieszczeniach funkcyjnych. Posadzkę drewnianą tworzą deski spoczywające na legarach drewnianych ułożonych bezpośrednio na gruncie rodzimym. Przykłady takich oryginalnych drewnianych posadzek zamieszczono na fotografiach z rysunku 5-2.



Rys. 5-2. Posadzka drewniana: a) barak B-127, b) barak B-75

Posadzki betonowe cechują się warstwami podposadzkowymi podobnymi do posadzek ceramicznych. To znaczy na podbudowie grubości 20 -35 cm składającej z dwóch warstw ułożony jest beton. Beton ten jest niezbrojony, a sam materiał, w zależności od miejsca ułożenia cechuje się bardzo zróżnicowaną jakością i sposobem wykończenia (rys. 5-3). Najlepszej jakości beton był wykonany w wejściach do baraków.



Rys. 5-3. Posadzka betonowa: a) barak B-71, b) barak B-70

Posadzkę w postaci klepiska stanowi najczęściej udeptany grunt rodzimy lub podłoże wykonane z kruszywa o różnym uziarnieniu (rys. 5-4). Wydaje się, że zastosowanie tego rodzaju posadzki wynika z faktu, że część przestrzeni w barakach w czasie Wojny była

przebudowywania i te przebudowy nie zostały dokończone. Zdaniem autora na przykład klepisko występujące w barakach B-126, B-127, B-134 (w sanitariatach), B-77, B-78, B-79 (w ciągach komunikacyjnych w postaci udeptanego gruzu jest efektem rozbiórki posadzki ceramicznej i planowanej przebudowy przestrzeni, w której znajdowało się osiem prycz na pomieszczenia sanitarne. Przebudowa nie została zakończona i w konsekwencji pozostało klepisko.



Rys. 5-4. Posadzka klepisko a), b) barak B-79

Posadzki zastępcze to rozwiązania współczesne, które zostały wykonane na posadzce oryginalnej. Opierają się one na posadzce oryginalnej, lecz pozostają z nią niezwiązane. W Auschwitz II zastępcze posadzki są wykonywane jako betonowe lub drewniane. Posadzkę betonową tworzą żelbetowe płyty ułożone na metalowym szkielecie (rys. 5-5). Posadzkę drewnianą stanowią deski ułożone na legarach (rys. 5-6). Podłoga zastępcza jest zatem dodatkowym elementem, który nie ingeruje w istniejącą oryginalną posadzkę, można ją zdemontować i odsłonić posadzkę oryginalną przywracając w dowolnym momencie pierwotny stan. W celu ochrony istniejącej oryginalnej posadzki odwiedzający chodzą po posadzce zastępczej. Ułożona jest ona w ciągach komunikacyjnych w miejscach, gdzie prowadzona jest grupa odwiedzających. Rozwiązanie to ogranicza wilgotność oraz zapylenie, a także ułatwia bieżące utrzymanie obiektu w czystości. Schemat ułożenia zastępczej posadzki betonowej w baraku B-123, B-124, B-138, B-139 przedstawiono na rysunku 5-7.

Współczesnymi posadzkami są także posadzki, które nazwano posadzkami technicznymi. Są to najczęściej posadzki betonowe wykonane w miejscu oryginalnych posadzek, głównie drewnianych (rys. 5-8). Występują one w pomieszczeniach, gdzie nie było możliwości zachowania posadzki drewnianej i w myśl generalnej zasady nieodtworzenia zabytków

w sposób świadomy wprowadzono materiał odmienny od tego, który był zastosowany podczas budowy baraku.

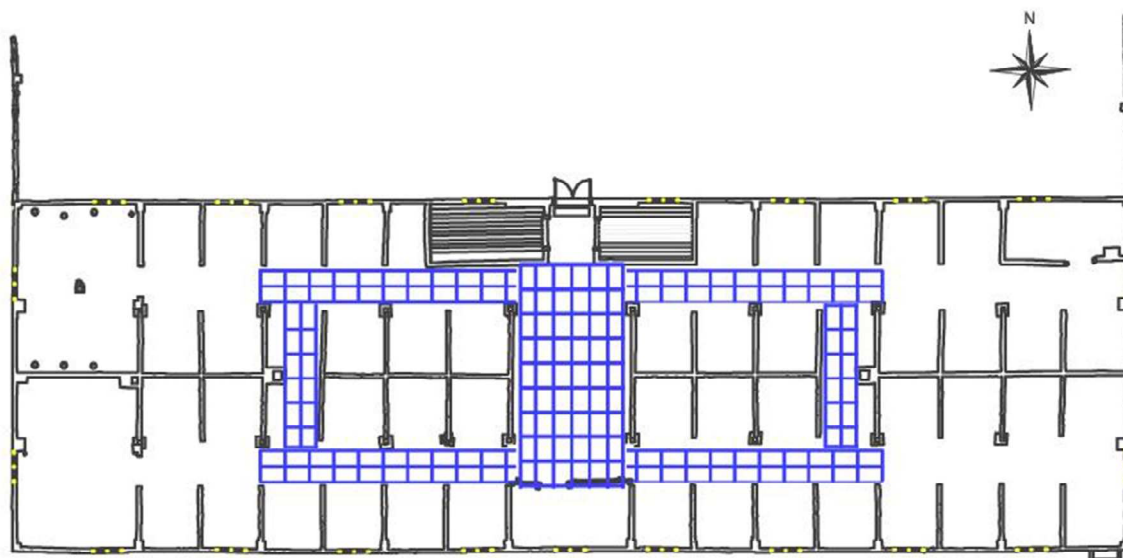
Szczególnym typem posadzek betonowych i drewnianych są relikty. Są to pozostałości baraków, rozebranych prawdopodobnie przed powstaniem Muzeum, to jest przed 1947 r. Pozostałymi elementami są ściany fundamentowe i właśnie posadzki.



Rys. 5-5. Posadzka zastępcza betonowa



Rys 5-6. Posadzka zastępcza (drewniana – tymczasowa) barak B-87 (umywalnia)



Rys. 5-7. Przykład rozmieszczenia betonowej posadzki zastępczej w baraku B-124

a)



b)



Rys. 5-8. Posadzka techniczna – a), b) barak B-123

a)



b)



Rys. 5-9. Relikty – pozostałości ścian fundamentowych i posadzek po barakach rozebranych przed powstaniem Muzeum: a) posadzka betonowa, b) posadzka ceglana

5.2 Uszkodzenia posadzek

Posadzki, podobnie jak fundamenty nie były poddawane intensywnym zabiegom naprawczym. Jednocześnie na te elementy baraków oddziaływały czynniki zewnętrzne pochodzące ze środowiska gruntowego jak i z powietrza. Do tych czynników należą:

- woda podciągana kapilarnie z gruntu,
- woda opadowa dostająca się na posadzki przez nieszczelne pokrycia dachowe,
- błędy technologiczne polegające na braku odpowiedniej podbudowy (grubość, materiał, zagęszczenie),
- brak izolacji,
- zastosowanie cegły z rozbiórki znajdującej się w złym stanie w tym cegły pochodzące z rozbiórek budynków inwentarskich zawierające znaczne stężenia azotu,
- intensywna eksploatacja posadzek poprzez wycieranie posadzek drobinami wnoszonymi na obuwiu.

W konsekwencji tych oddziaływań na posadzkach ceramicznych pojawiają się wykwyty, łuszczenia i rozpadanie się cegieł, zanikowi ulegają fugi (rys. 5-10a). Wysadziny mrozowe powodują deformację nawierzchni (rys. 5-10b).

Większość posadzek jest zmurszała, zdegradowana przez działanie wody wdzierającej się przez nieszczelności w pokryciu dachu oraz wody podciąganej z gruntu (rys. 5-10c). Odkształcenia posadzek wywołane są deformacjami drewna następującymi wskutek zmianami wilgoci oraz wysadzinami mrozowymi. Drewno posadzek jest porażone biologicznie i przez drewnojady. Na rozkład drewna podłogowego (desek i legarów) mają wpływ grzyby, żerowanie owadów oraz warunki atmosferyczne.

Posadzki betonowe są wytarte, występują wykruszenia. Część z nich jest połamana z widocznymi ubytkami (rys. 5-10d).

a)



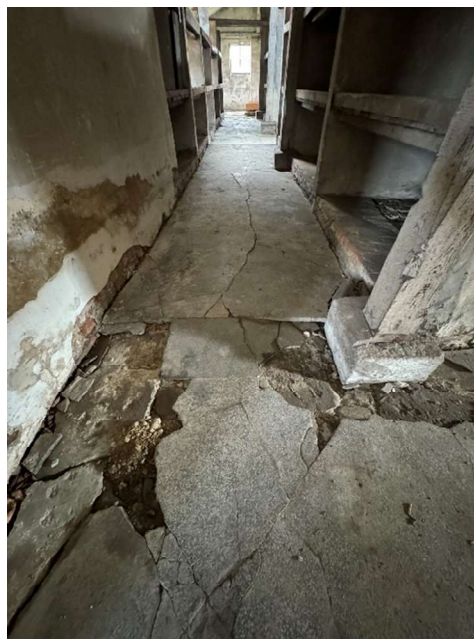
b)



c)



d)



Rys. 5-10. Przykłady uszkodzeń posadzek: a) posadzka ceglana (barak B-113), b) posadzka ceglana (barak B-114), c) posadzka drewniana (barak B-134), d) posadzka betonowa (barak B-113)

5.3 Posadzki do czasu powołania muzeum w 1947 r.

Posadzki w barakach murowanych wykonane były zgodnie z założeniami projektowymi oraz spełniały stawiane im wymagania. Mocniejsze i bardziej trwałe były w miejscach narażonych na częste użytkowanie tj. w ciągach komunikacyjnych czy w sanitariatach.

Można przypuszczać że w barakach mieszkalnych (rys. 5-13) z założenia posadzka ceramiczna ułożona była w boksach prycz (x.1), posadzka betonowa w sanitariatach (x.4) i ciągach komunikacyjnych (x.2) a drewniana w pomieszczeniach „kapo” (x.3).

Na rysunkach 5-11 oraz 5-12 przedstawiono podział posadzek w barakach murowanych zlokalizowanych na odcinku BI ze względu na zastosowany materiał oraz lokalizację w obiekcie.

Posadzki ceramiczne w barakach więźniarskich mieszkalnych na odcinku BIa występują w boksach prycz oraz w ciągach komunikacyjnych, sporadycznie w pomieszczeniach „kapo”. Natomiast na odcinku BIb posadzki ceramiczne występują w sanitariatach oraz w boksach prycz.

Posadzki drewniane w barakach więźniarskich mieszkalnych na całym odcinku BI zlokalizowane były wyłącznie w pomieszczeniach funkcyjnych „kapo”.

Posadzki betonowe w barakach więźniarskich mieszkalnych na odcinku BIa wykonane były w sanitariatach. Natomiast na odcinku BIb na ciągach komunikacyjnych i w boksach prycz (gdzie przykrywają posadzki ceramiczne). Na całym odcinku BI posadzki betonowe występują na ciągach komunikacyjnych w latrynach, umywalniach, kuchniach, saunach i magazynie.

odcinek	nr obiektu	materiał																funkcja obiektu
		lokalizacja																
		1	2	3				4				5	6					
		1.1	1.2	1.3	1.4	2.4	3.1	3.2	3.3	3.4	4.1	4.2	4.3	4.4	5.2	6.1	6.4	
odcinek B1a	B65																	barak więźniarski
	B66																	barak więźniarski
	B67																	barak więźniarski
	B68																	barak więźniarski
	B69																	barak więźniarski
	B70																	barak więźniarski
	B71																	barak więźniarski
	B72																	barak więźniarski
	B73																	barak więźniarski
	B74																	barak więźniarski
	B75																	barak więźniarski
	B76																	barak więźniarski
	B77																	barak więźniarski
	B78																	barak więźniarski
	B79																	barak więźniarski
	B85																	latryna
	B86																	latryna
	B87																	umywalnia
	B88																	latryna
	B89																	umywalnia
B91																	kuchnia	
B93																	sauna	

legenda:

1	ceramiczna
2	drewniana
3	betonowa
4	klepisko
5	zastępcza
6	techniczna

x.1	w boksach prycz
x.2	w ciągach komunikacyjnych
x.3	w sanitariatach
x.4	w pomieszczeniach "kapo"

B xx	barak po konserwacji
B xxx	barak w trakcie konserwacji

Rys. 5-11. Zestawienie baraków wraz z określeniem rodzaju posadzek – odcinek B1a

odcinek	nr obiektu	materiał																funkcja obiektu
		lokalizacja																
		1.1	1.2	1.3	1.4	2.4	3.1	3.2	3.3	3.4	4.1	4.2	4.3	4.4	5.2	6.1	6.4	
odcinek B1b	B110	x			x	x	x			x	x			x		x	x	kuchnia
	B112	x			x	x	x			x	x			x		x	x	sauna
	B113																	barak więźniarski
	B114																	barak więźniarski
	B115																	barak więźniarski
	B122																	barak więźniarski
	B123																	barak więźniarski
	B124																	barak więźniarski
	B125																	barak więźniarski
	B126																	barak więźniarski
	B127																	barak więźniarski
	B134																	barak więźniarski
	B135																	barak więźniarski
	B136																	barak więźniarski
	B137																	barak więźniarski
	B138																	barak więźniarski
	B139																	barak więźniarski
	B140	x		x	x		x		x	x	x		x	x				umywalnia/latryna
	B141	x		x	x		x		x	x	x		x	x				latryna
	B142	x		x	x		x		x	x	x		x	x				umywalnia
	B143	x		x	x		x		x	x	x		x	x				latryna
	B144	x		x	x		x		x	x	x		x	x				latryna
	B145																	

legenda:

1	ceramiczna
2	drewniana
3	betonowa
4	klepisko
5	zastępcza
6	techniczna

x.1	w boksach prycz
x.2	w ciągach komunikacyjnych
x.3	w sanitariatach
x.4	w pomieszczeniach "kapo"

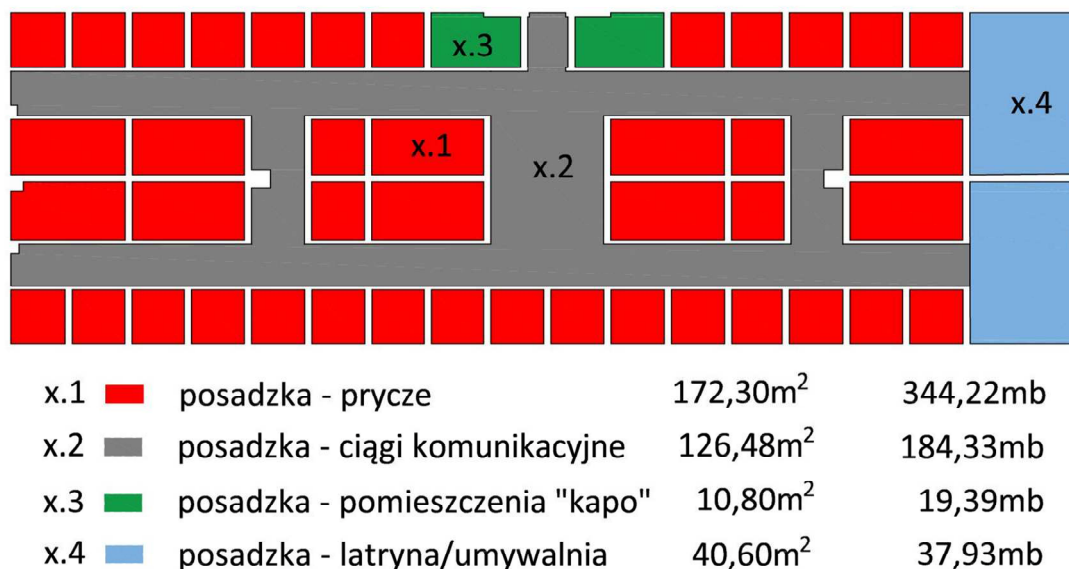
B xx barak po konserwacji

B xxx barak w trakcie konserwacji

Rys. 5-12. Zestawienie baraków wraz z określeniem rodzaju posadzek – odcinek B1b

Ze względu na lokalizację posadzki w barakach murowanych możemy podzielić na:

- posadzki w boksach prycz,
- posadzki w ciągach komunikacyjnych,
- posadzki w pomieszczeniach sanitarnych
- posadzki w pomieszczeniach „kapo”



Rys. 5-13. Posadzka w baraku mieszkalnym B138 – podział posadzek ze względu na lokalizację

5.4 Doraźne naprawy posadzek w latach 1947-2015

W latach od 1947 do 2015 posadzki w barakach murowanych były tylko interwencyjnie naprawiane. W odniesieniu do posadzek wykonanych z cegły ograniczano się do wymiany pojedynczych cegieł lub nawet wypełniania miejsc po wykruszonych ceglach innym materiałem. W części boksów prycz na posadzkach ceglanych ułożona została warstwa betonowej zacierki o grubości 2 – 4 cm (rys. 5-14). Trudno uzasadnić celowość wykonania tego wtórnego betonu; można przypuszczać, że traktowano je jako zabezpieczenie warstwy ceglanej.

W odniesieniu do posadzek drewnianych ich naprawa polegała na wymianie na nowe lub były bezpowrotnie demontowane i w ich miejsce wykonywano posadzki z innego materiału. W przypadku posadzek betonowych ubytki wypełniano betonem.



Rys. 5-14. Posadzki ceramiczne w boksach prysz, na których wykonano betonowe wtórne zacierki

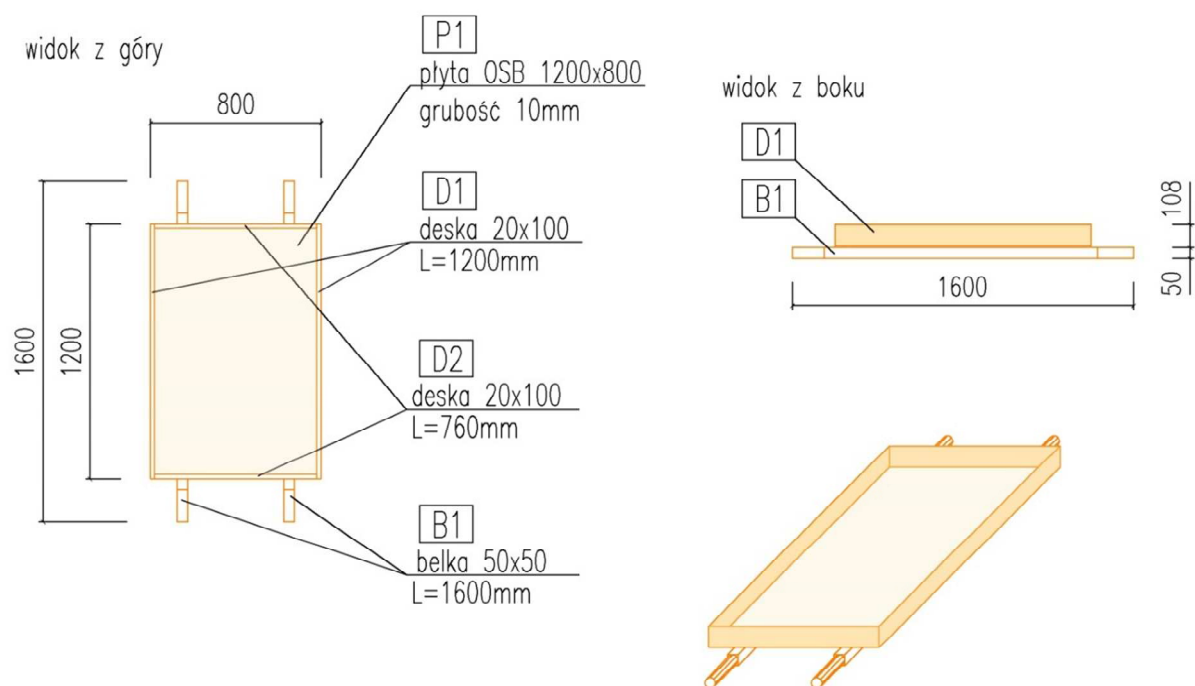
5.5 Wdrożenie kompleksowej konserwacji w zakresie posadzek

Naprawy posadzek są częścią szerszych działań mających na celu zachowanie terenu Auschwitz-Birkenau jako miejsca pamięci i edukacji dla przyszłych pokoleń. Dbłość o detale, takie jak posadzki, pozwala na zachowanie autentycznego charakteru miejsca, co jest kluczowe dla przekazu historycznego.

Postępowanie z posadzkami ceramicznymi jest ściśle związane z procesem naprawy i podbijania ław fundamentowych. Posadzki ceramiczne stanowią pierwszy poziom prysz. W związku z naprawą i podbiciem ław ścian działowych stanowiących oparcie dla drugiego i trzeciego poziomu prysz niezbędny jest demontaż ceramicznej posadzki w boksach prysz. Musiał on być tak zorganizowany, aby czynić zadość wymaganiom konserwatorskim, według których każda zdemonstowana cegła posadzki musi znaleźć się z powrotem na swoim pierwotnym miejscu. Ograniczona przestrzeń w baraku (małe boksy prysz, wąskie korytarze) zmuszają dodatkowo do szukania dedykowanego rozwiązania spełniającego indywidualne potrzeby. W ramach prac przy posadzkach wdrożono szereg rozwiązań zaprojektowanych przez autora rozprawy. Na przykład zaprojektowano specjalne nosze o rzucie 120 cm × 80 cm i 15 cm wysokości (rys. 5-15). Nosze wykonane są z drewna, materiału dostępnego i łatwego w obróbce w warunkach placu budowy (rys. 5-16a). Można na nich pomieścić część zdemonstowanej posadzki ułożonej w takim samym układzie w jakim znajdowała się ona w baraku (rys. 5-16b). Wielkość noszy jest tak dobrana, aby ciężar zdemonstowanego fragmentu posadzki mogły przenieść dwie dorosłe osoby (rys. 5-16c). Nosze można bezpiecznie układać jeden na drugim tworząc z nich stos zmniejszając w ten sposób potrzebną przestrzeń magazynową (rys. 5-16d). Przy projektowaniu noszy kierowano się również potrzebą odpowiedniego wentylowania zdemonstowanych cegieł, które były zawilgocone. Zamknięcie tych cegieł w słabo przewietrzanych skrzyniach prowadziłoby do szybkiego rozwoju korozji biologicznej itp. Przyjęte rozwiązanie musiało być proste i dawać gwarancję możliwości sprawnego montażu cegieł po pracach fundamentowych.

Przykładowo w baraku więźniarskim B-138 powierzchnia cegieł w boksach prysz wynosi 172,3 m², powierzchnia sanitariatów odpowiednio 40,60 m², czyli razem do demontażu, przechowania i oczyszczenia było 212,90 m² ceramicznej posadzki. Całość zdemonstowanej posadzki złożono na 270 noszach. Demontowany fragment posadzki ceramicznej był

precyzyjnie odznaczany na zdjęciu fotogrametrycznym m.in. po to, aby mieć pewność, że każda cegła wróci w swoje pierwotne położenie.



Rys. 5-15. Pojemnik „nosze” do transportu i magazynowania cegieł



Rys. 5-16. Demontaż oryginalnej ceramicznej posadzki w boksach prycz: a) produkcja noszy, b) przekładanie cegieł do noszy, c) nosze, d) przechowywanie posadzki

Elementy ceramiczne po demontażu poddane zostały zabiegom oczyszczenia i zabezpieczenia wykonanym przez zespół konserwatorów i renowatorów. Jednym z zabiegów było oczyszczenie cegły za pomocą suchego lodu (rys. 5-17a). Jest to nowoczesna, skuteczna i delikatna technika konserwatorska. Polega na wykorzystaniu granulatu suchego lodu (dwutlenku węgla w stanie stałym), który pod wysokim ciśnieniem usuwa zanieczyszczenie, naloty biologiczne bez uszkodzania struktury cegły. Głównymi zaletami metody są: bezinwazyjność (nie ściera powierzchni, nie pozostawia śladów mechanicznych), skuteczność (usuwa trudne zanieczyszczenia bez stosowania chemikaliów) oraz bezpieczeństwo dla zabytków. Metoda ta jest również wykorzystywana w oczyszczaniu murów ceglanych zabytkowych baraków murowanych. Efekt przed zabiegiem i po zabiegu oczyszczenia obrazują fotografie zamieszczone na fotografiach 5-17c,d.



Rys. 5-17. Postępowanie z elementami ceramicznej posadzki po jej zdemontowaniu:
a) czyszczenie za pomocą suchego lodu, b) posadzka po ponownym
wbudowaniu, c), d) cegły przed zabiegiem i te same cegły po zabiegu

Po pracach ziemnych, podbiciu fundamentów i ułożeniu nowych warstw podposadzkowych (rys. 4-42a) ułożono wcześniej zdemontowane i poddane procesom konserwacji posadzki ceglane. Dzięki dokładnej inwentaryzacji i odpowiedniemu przechowaniu w specjalnie wykonanych „noszach” każda zdemontowana cegła wróciła w miejsce, z którego została zdemontowana (rys. 5-17b).

Duży wpływ na posadzki będzie miał nowy drenaż opaskowy, który pozwala zebrać wody opadowe płynące z dachu i w sprawny sposób odprowadzić je do rowów odwodniających

(rys. 4-36). Tym działaniem zabezpieczony został środek baraku przed działaniem wody i wilgoci a także w konsekwencji posadzki leżące w baraku.

Posadzki drewniane w barakach murowanych występują w pomieszczeniach „kapo” znajdujących się zaraz po wejściu do obiektów po prawej i lewej stronie. Stan zachowania desek jest bardzo zły. Występuje duże zawilgocenie i korozja biologiczna. W barakach poddanych kompleksowej konserwacji tj. B-123, B-124, B-138, B-139 deski posadzki drewnianej zaklasyfikowane zostały jako wtóre co pozwoliło na ich utylizację. Na ich miejsce po pracach fundamentowych wykonana została posadzka techniczna.

Posadzki betonowe w ciągach komunikacyjnych nie są demontowane, zostały oczyszczone i w razie potrzeb podklejone lub sklejone. Beton posadzek w barakach poddanych kompleksowej konserwacji tj. B-123, B-124, B-138, B-139 zaklasyfikowany został jako oryginalny dlatego prace budowlane zostały ograniczone do niezbędnego minimum rezygnując z projektowanego demontażu. Podbicie progów boksów prycz leżących przy ciągach komunikacyjnych przy posadzkach betonowych wykonano od strony boksów co pozwoliło zachować posadzki betonowe w praktycznie nienaruszonym stanie.

Posadzki w postaci klepiska występowały w baraku B-124 w boksach prycz. Barak ten poddany został kompleksowej konserwacji i wówczas po pracach związanych z podbiciem fundamentów oraz ułożeniem warstw podposadzkowych w miejsce posadzki typu klepisko wykonano posadzkę techniczną.

W barakach, w miejscach, gdzie będzie prowadzony ruch odwiedzających oryginalne posadzki są zabezpieczone podłogami zastępczymi. Są to dodatkowe elementy z płyt betonowych ułożonych na stalowym ruszcie posadowionym na historycznej posadzce (dodatkowe elementy – stalowy rusz i jego stopy – nie ingeruje w oryginalną podłogę – jest to rozwiązanie odwracalne – rys. 5-5). Takie podejście pozwala w maksymalnym stopniu zabezpieczyć oryginalną posadzkę przed wytarciem i zużyciem spowodowanym przez ruch odwiedzających.

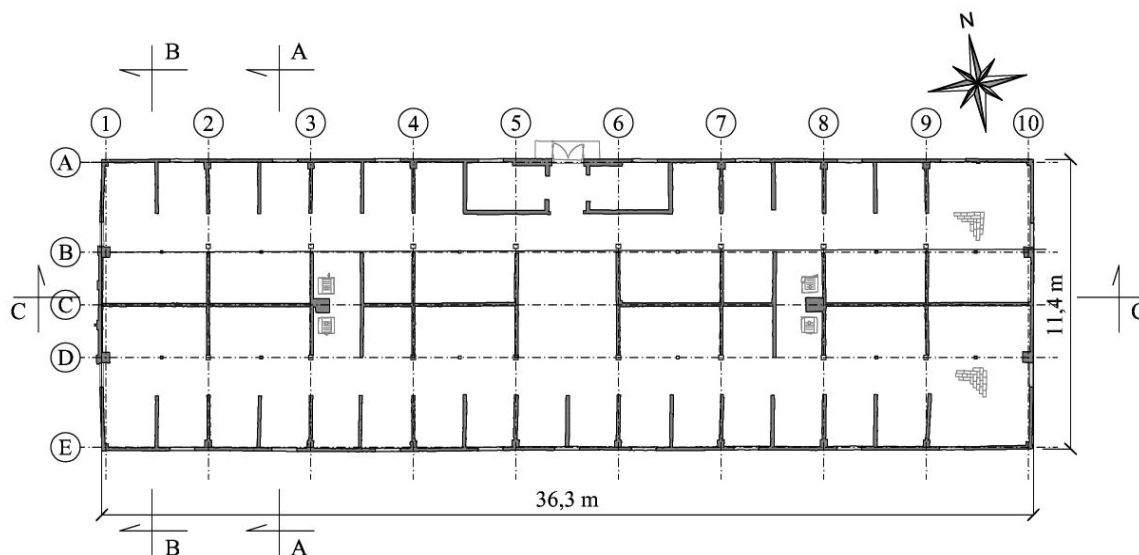
6 Dachy i poszycia

6.1 Charakterystyka dachów

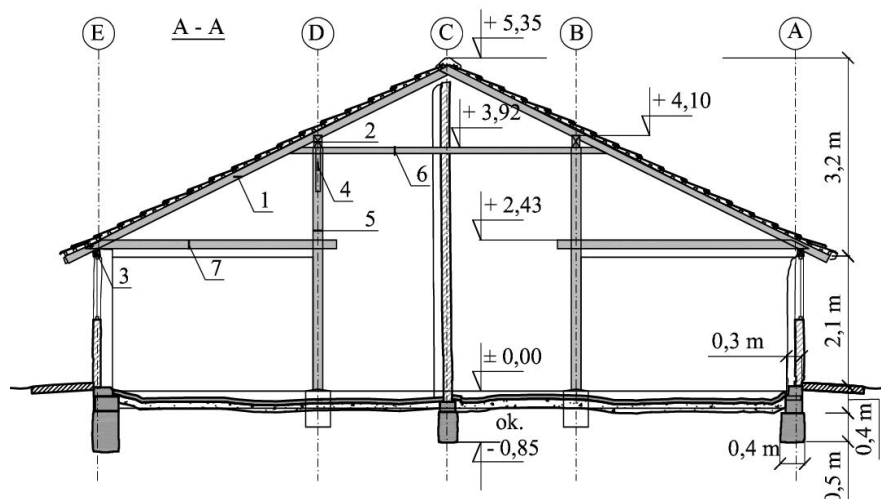
Konstrukcje dachów w murowanych barakach stanowią drewniane więźby o układzie płatwiowo-kleszczowym, dwustolcowym. Rozwiązania konstrukcyjne więźb w poszczególnych barakach są bardzo zbliżone, stąd poniżej zostanie dokładniej przedstawiona więźba w baraku B-138, którego rzut przedstawiono na rysunku 6-1.

Głównymi elementami nośnymi są dwie ramy podłużne, które składają się z 16 wolnostojących słupów ustawionych w osiach B i D (rys.6-2), czterech słupów przyściennych szczytowych, spoczywających na belkach tramowych w osiach 1 i 10 (rys. 6-3) i płatwiach biegnących w osiach B i D (2 sztuki), opartych na tych słupach. Kleszcze występują na dwóch poziomach: 2,43 m (kleszcze dolne) i 3,92 m (kleszcze górne) w osiach 2, ..., 9. Stężenie w układzie podłużnym, a jednocześnie skrócenie rozpiętości płatwi, zapewniają miecze wbudowane w połączeniach wszystkich słupów z płatwiami (rys. 6-4).

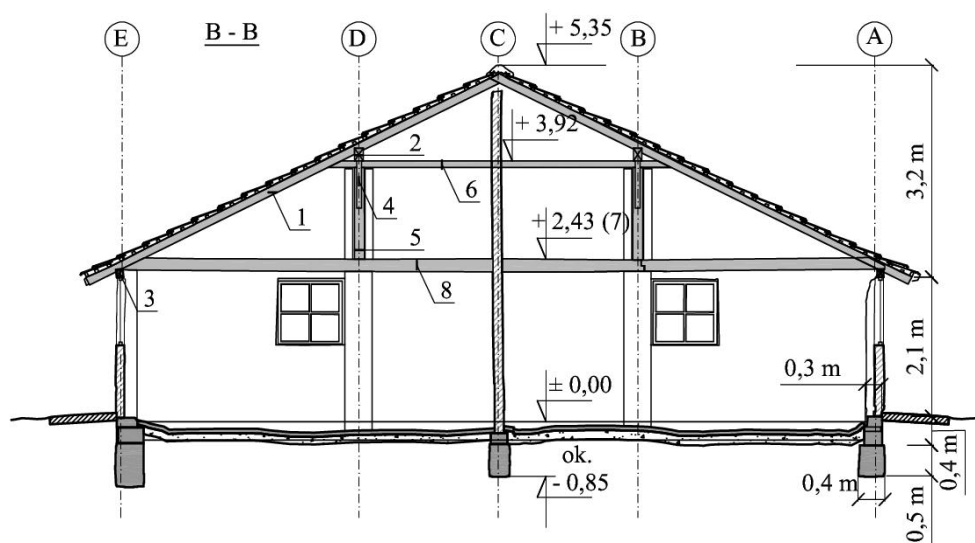
W zewnętrznych ścianach szczytowych (ściany w osiach 1 i 10) wykształcone zostały pilastry o przekroju 0,40 m × 0,40 m. Na pilastrach, za pośrednictwem belek tramowych, oparte są skrajne słupy więźby. Na zewnętrznych ścianach podłużnych (ściany w osiach A i E) spoczywają murłaty, do których mocowane są krokwie.



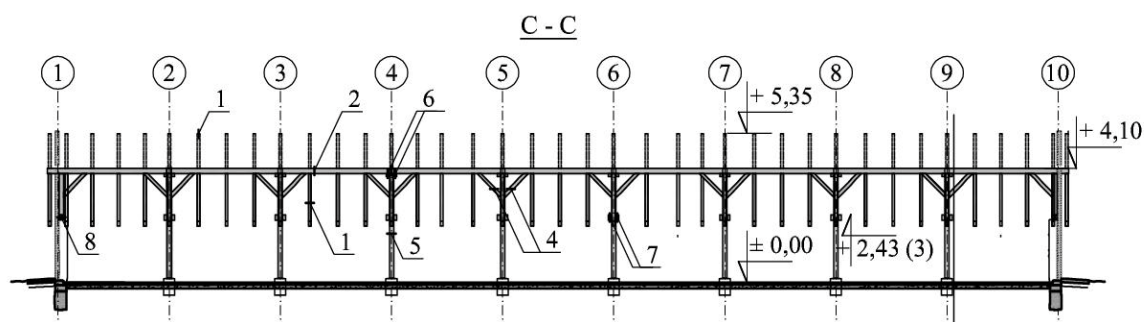
Rys. 6-1. Położenie przekrojów przez więźbę dachową



Rys. 6-2. Przekrój poprzeczny A-A przez więźbę dachową: (położenie przekroju przedstawiono na rys. 6-1): 1 – krokiew, 2 – płatew, 3 – murlata, 4 – miecz, 5 – słup, 6 – kleszcze górne, 7 – kleszcze dolne



Rys. 6-3. Przekrój poprzeczny B-B przez więźbę dachową: (położenie przekroju przedstawiono na rys. 6-1): 1 – krokiew, 2 – płatew, 3 – murlata, 4 – miecz, 5 – słup, 6 – kleszcze górne, (7) – poziom kleszczy dolnych, 8 – belka tramowa



Rys. 6-4. Przekrój podłużny C-C przez więźbę dachową: (położenie przekroju przedstawiono na rys. 6-1): 1 – krokiew, 2 – płatew, (3) – pozioma murłata, 4 – miecz, 5 – słup, 6 – kleszcze górne, 7 – kleszcze dolne, 8 - belka tramowa

Wiązary główne, w skład których wchodzi słup, para krokwie oraz para kleszczy znajdują się w osiach 2 – 9, w rozstawie około 4 m. Między wiązarami głównymi, znajdują się krokwie w rozstawie około 0,80 m. Pokrycie dachu stanowi dachówka betonowa. W czasie funkcjonowania obozu do krokwie, od poziomu murłaty do poziomu górnych kleszczy, podwieszone były płyty typu suprema. Pokrycie dachu baraku B-138 stanowi cementowa zakładkowa dachówka marsylska o wyrazistym, lecz płaskim podwójnym żłobieniu. Jest to dachówka oznaczona poniżej jako typ 2.

W czasie realizacji rozprawy zinwentaryzowane zostały pokrycia dachów wszystkich baraków na odcinku BI przez autora. Wynika z niej, że występują tylko dachówki cementowe a dominują zakładkowe. Na barakach na odcinku BI wyróżniono sześć ich typów:

- zakładkowa dachówka z pojedynczym wąskim żłobieniem przy krawędzi, posiada zamki wzdłuż dwóch dłuższych boków a także niewielkie zamki wzdłuż górnej i dolnej krawędzi, jej wymiar rzutu to 38 cm x 25,5 cm (rys. 6-5; typ 1a),
- zakładkowa dachówka płaska bez żłobienia o wymiarach 38 cm x 25,5 cm, posiada zamki wzdłuż dwóch dłuższych boków a także niewielkie zamki wzdłuż górnej i dolnej krawędzi (rys. 6-6; typ 1b),
- zakładkowa dachówka marsylska o wyrazistym, lecz płaskim podwójnym żłobieniu i wymiarach 38 cm x 23,5 cm (rys. 6-7; typ 2),
- zakładkowa dachówka marsylska a o wyrazistym, nieco kanciastym podwójnym żłobieniu; wymiary rzutu dachówki wynoszą 38 cm x 23,5 cm (rys. 6-8; typ 3),
- romboidalna dachówka płaska o lekko zaokrąglonych narożnikach (typ 4), tworzy na dachu układ ze skośnymi liniami; wymiary dachówki wynoszą: 50 cm x 35 cm (rys. 6-9; typ 4),
- zakładkowa dachówka z pojedynczym wąskim żłobieniem przy krawędzi ze ściętą dolną krawędzią, posiada zamki wzdłuż dwóch dłuższych boków oraz górą i dołem, cechuje się płaskim przekrojem i wymiarami 43 cm x 22,5 cm (rys. 6-10; typ 5).



Rys. 6-5. Cementowa dachówka zakładkowa z pojedynczym wąskim żłobieniem przy krawędzi (typ 1a)



Rys. 6-6. Cementowa zakładkowa dachówka płaska bez żłobienia (typ 1b)



Rys. 6-7. Cementowa zakładkowa dachówka marsylska o wyrazistym, lecz płaskim podwójnym żłobieniu (typ 2)



Rys. 6-8. Cementowa zakładkowa dachówka marsylska (typ 3) o wyrazistym, nieco kanciastym podwójnym żłobieniu.



Rys. 6-9. Cementowa romboidalna dachówka płaska o lekko zaokrąglonych narożnikach (typ 4)

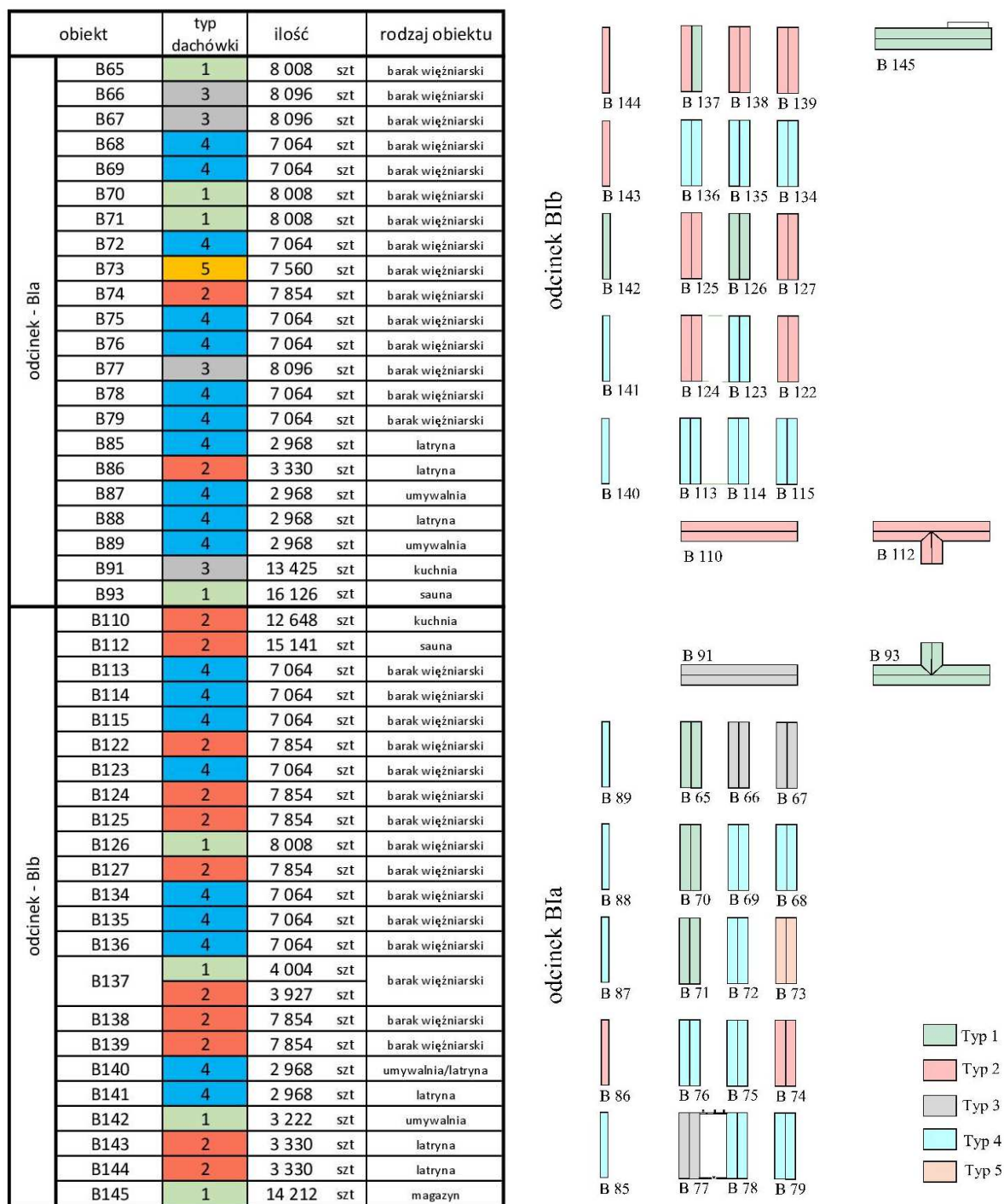


Rys. 6-10. Cementowa dachówka zakładkowa z pojedynczym wąskim żłobieniem przy krawędzi ze ściętą dolną krawędzią (typ 5)

Dachówkę typu 1a i 1b zastosowano na ośmiu barakach, dachówkę typu 2 na 13 barakach, dachówki typu 3 na 3 barakach, dachówki typu 4 na 20 barakach, dachówki typu 5 na jednym. Wyniki inwentaryzacji pokryć dachowych wszystkich baraków na odcinku BI zamieszczono na rysunku 6-11, na którym po prawej stronie znajduje się schematyczny szkic odcinka BI naniesionymi kolorami na rzutach dachów baraków oznaczającymi typ dachówki. Z kolei z lewej strony znajduje się odpowiednie zestawienie w formie tablicy. Oszacowano także łączne liczby dachówek danego typu. Najwięcej zastosowanych jest dachówek typu 4 – 116 704 sztuki a najmniej typu 6 – 7 560 sztuk. Łącznie na wszystkich dachach 45 baraków murowanych znajduje się 328 257 szt. dachówek (tablica 6-1).

Tablica. 6-1. Zestawienie zbiorcze ilości dachówek betonowych znajdujących się na 45 barakach murowanych

typ 1	69 596 szt
typ 2	96 684 szt
typ 3	37 713 szt
typ 4	116 704 szt
typ 5	7 560 szt
typ 1-5	328 257 szt



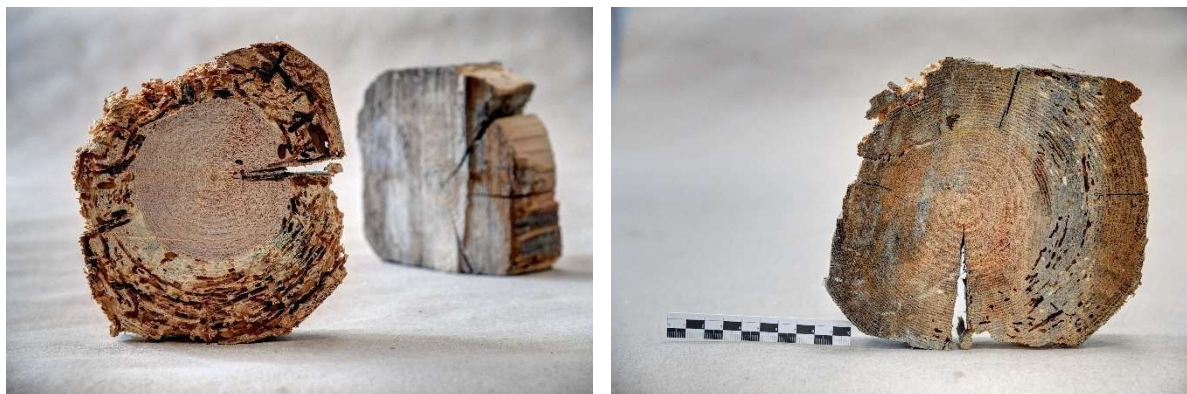
Rys. 6-11. Dachówki na dachach baraków murowanych na odcinku BI a) zestawienie tabelaryczne, b) odcinek BI i lokalizacja różnych typów dachówek

6.2 Uszkodzenia dachów

Obserwowano następujące uszkodzenia więźby dachowej: redukcja przekrojów elementów drewnianych (rys. 6-12, rys. 6-13) złamania elementów (rys. 6-14a), wzajemne przemieszczenia elementów B-134 (rys. 6-14b), c) butwienie elementów więźby (rys. 6-14c), d) nadmierne ugięcia elementów (rys. 6-14d).

Uszkodzenia więźby dachowej wynikają z wielu łącznie działających czynników takich jak: naturalne starzenie materiałów, wpływu warunków atmosferycznych, błędy konstrukcyjne oraz braku regularnej konserwacji. Pozornie przyspieszone starzenie elementów wynika z faktu, że drewno, z którego wykonywano więźby dachowe, podobnie jak cegła, pozyskiwane było z rozbiórki budynków polskich domów w sąsiedztwie obozu. Butwienie i zagrzybienie drewna spowodowane jest zawilgoceniem. Występują ponadto uszkodzenia przez owady (spuszczał, miazgowik, kornik). Mechanizmy te powodują sukcesywną utratę wytrzymałości materiału, zmniejszanie szerokości przekrojów a zatem i obniżenie nośności przekrojów i w konsekwencji redukcję sztywności i nośności elementów [M23]. Wynikiem większych odkształceń materiału są znaczne ugięcia pojedynczych elementów, a zatem połączeń dachowych. W konsekwencji następują znaczne obroty przekrojów w węzłach i poluzowanie połączeń ciesielskich. Zjawisko to występuje szczególnie intensywnie w węzłach na połączeniach płatwi i słupów.

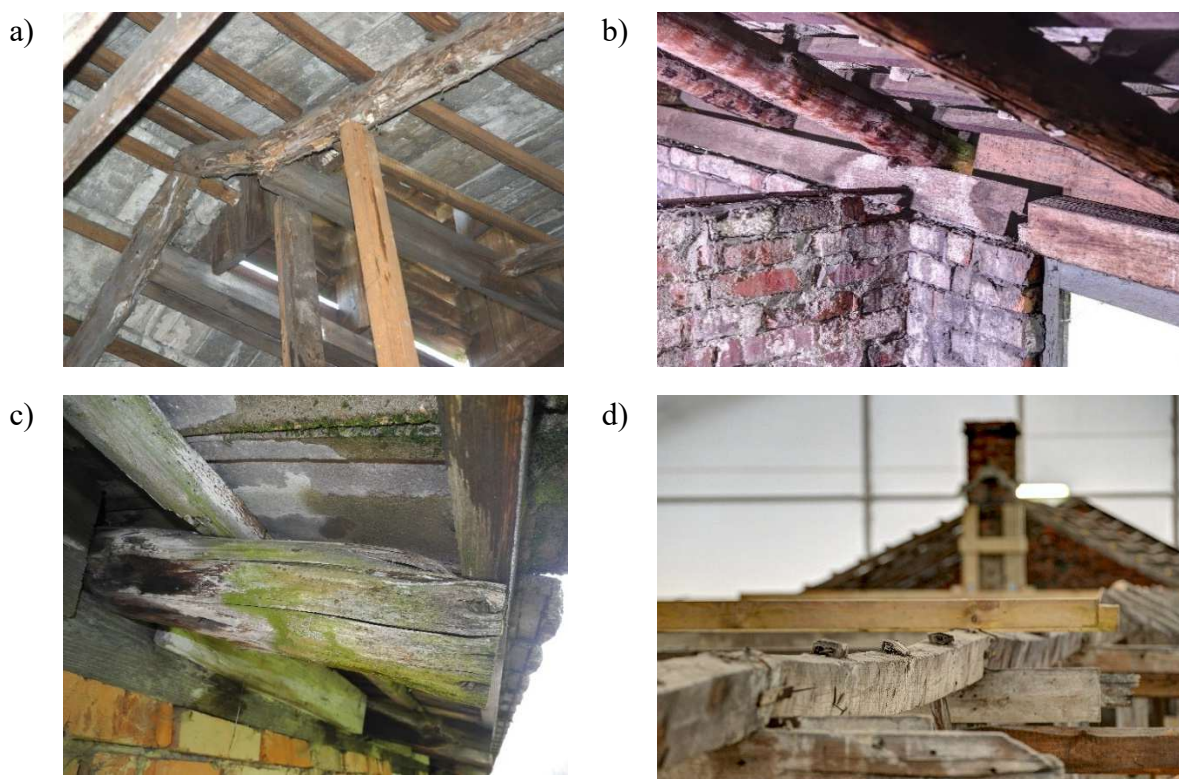
Deformacje elementów więźby są przyczyną wzrostu obciążeń przekazywanych z dachu na ściany, szczególnie sił o kierunkach poziomych. W szczególności odkształcenia kleszczy powodują przekazywanie większych sił poziomych na murlaty, a murlaty znajdują reakcje na to obciążenie w ścianach podłużnych. Ściany podłużne podparte w sposób podatny na ścianach fundamentowych doznają znacznych wychyleń. Z kolei ugięcie płatwi powoduje przeniesienie większych sił na miecze. W przypadku mieczy podpierających przęsła środkowe poziome siły składowe przekazywane z mieczy równoważą się. W przypadku przęseł skrajnych składowe poziome przekazywane są na ściany szczytowe. Ściany te nie są w stanie zrównoważyć tej składowej, ponieważ ich poziome warstwy cegieł doznają wzajemnych obrotów. W konsekwencji pozioma siła przekazywana jest na wyżej położone płatwie oraz na fundamenty ścian. W konsekwencji obciążona poziomymi siłami ściana ulega deformacji i przed rzeczywistą utratą nośności chroni ją tylko tymczasowe podparcie wykonane na zewnątrz.



Rys. 6-12. Stan zachowania drewnianej wtórnej belki tramowej – barak B-139



Rys. 6-13. Stan zachowania drewnianej wtórnej belki tramowej – barak B-139



Rys. 6-14. Przykłady uszkodzeń więźb dachowych: a) złamanie krokwi (barak B-125, 2013 r.), b) wzajemne przemieszczenia elementów B-134, c) butwienie elementów więźby, d) nadmierne ugięcia elementów

Do uszkodzeń poszycia dachowego należą głównie: pęknięcia pojedynczych dachówek (rys. 6-15a), porastanie dachówek mchem (rys. 6-15b) oraz wypłukiwanie spoiwa z dachówek. Uszkodzenia te powstają wskutek ugięć połaci dachowych, działania promieni UV. Mech i porosty swoimi systemami korzeniowymi naruszają wierzchnią strukturę dachówek jak również utrzymują wilgoć na powierzchni dachówek co w okresie obniżonych temperatur powoduje stopniowe rozmarzanie dachówek. W konsekwencji przy dłuższych opadach deszczu dachówka przesiąka.

a)



b)



Rys. 6-15. Przykłady uszkodzeń poszycia dachowego a) pęknięcie pojedynczych dachówek (barak B-127), b) mech porastający dachówki

6.3 Dachy do czasu powołania muzeum w 1947 r.

Konstrukcję więźby i poszycie dachowe wykonano według projektu, który powstał na potrzeby obozu jenieckiego. W projekcie tym (rys. 2-2) przewidziano prostokątne przekroje wszystkich elementów więźby. Tymczasem, jak przedstawiono to w podrozdziale 2.2 trudności z dostępnością nowego materiału budowlanego skutkowały koniecznością rozbiórki okolicznych gospodarstw. Z tego rozbiórkowego materiału wykonywano również więźby.

Stąd często wbudowane elementy w więźby baraków pierwotnie pełniły inne funkcje. Na przykład na rysunku 6-16a przedstawiono słup więźby dachowej, który przed wojną w innym obiekcie pełnił funkcję krokwi. Przeprowadzone oględziny wykazały również, że do wykonywania więźb stosowano także świeżo ścięte drzewa bez ich obróbki. Jako przykład na rysunku 6-16b zamieszczono przekrój przez krokiew, który świadczy o tym, że stanowi ona pień młodego drzewa (krokiew ta sklasyfikowana była jako element wtórny).

b)



b)



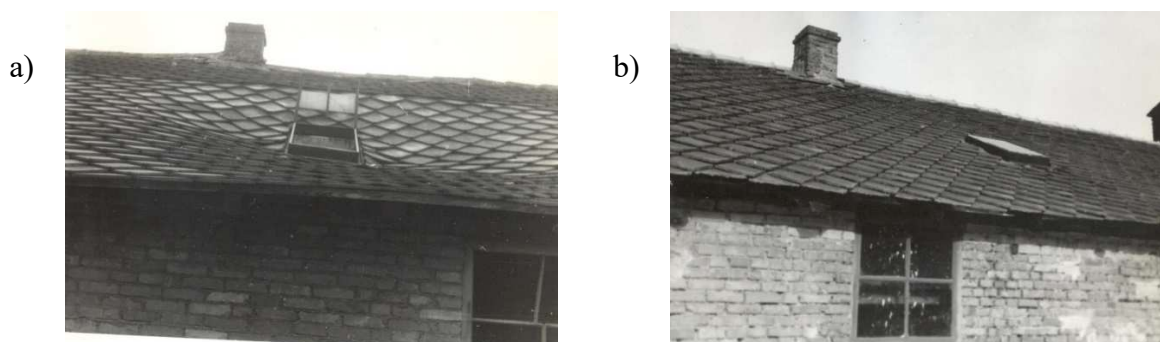
Rys. 6-16. Przykłady stosowania materiału rozbiórkowego do budowy więźb : a) przykład słupa więźby dachowej, który przed wojną w innym obiekcie pełnił prawdopodobnie funkcję krokwi, b) krokiew o przekroju kołowym

6.4 Doraźne naprawy dachów w latach 1947-2015

W analizowanym tu okresie 1947 r. – 2015 r. konstrukcje więźb i poszycia dachów były naprawiane w sytuacji gdy uległy one uszkodzeniu. Przykład takiego uszkodzenia z lat 60. XX w. w postaci zdeformowanej połaci dachowej przedstawiono na rysunku 6-17a, a tą samą połaci po naprawie na rysunku 6-17b. Z kolei przykłady zdegradowanych fragmentów dachu z tego samego okresu przedstawiono na rysunku 6-18. Doraźne naprawy polegały głównie na wykonywaniu doraźnych podparć elementów konstrukcji dachu. Były to głównie liniowe

podparcia płatwi (rys. 6-17a) i krokwi (rys. 6-17b), punkowe podparcia płatwi (rys. 6-17c) i krokwi (rys. 6-17d), a także wbudowywanie w konstrukcje dachów układy ramowe (rys. 6-17e,f).

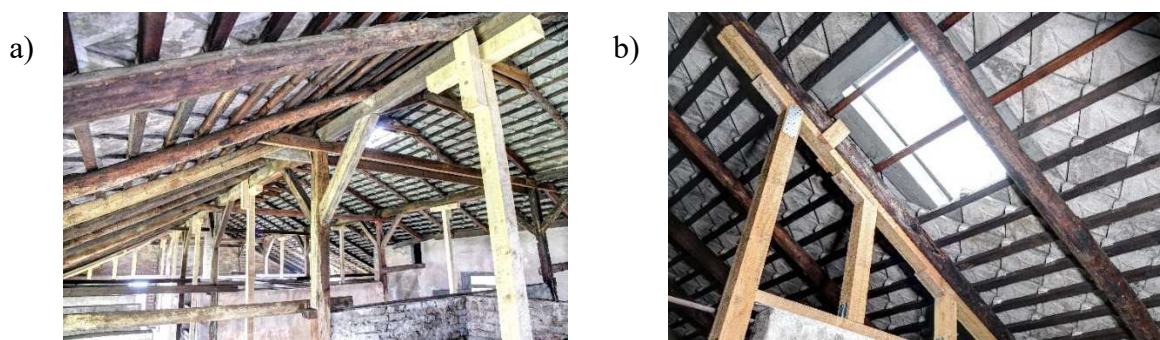
W okresach generalnych remontów w latach 60. i 80. XX w. wymieniano uszkodzone krokwie, łąty i murlaty. Większość widocznych na archiwalnych zdjęciach uszkodzeń wynika z braku bieżącej i stałej opieki polegającej na wymianie np. uszkodzonych dachówek powodujących zalewanie drewnianych elementów więźby.

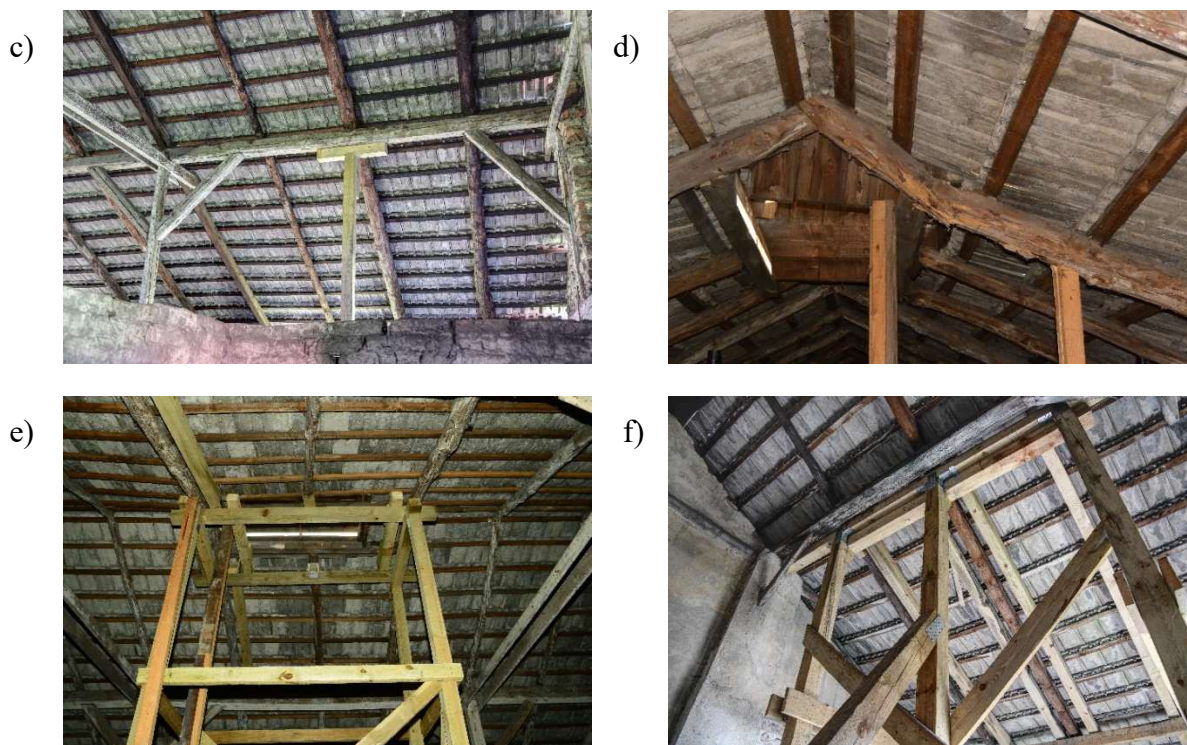


Rys. 6-17. Przykład połaci baraku murowanego w 1962-63: a) ugięta połać dachowa przed remontem b) po remoncie



Rys. 6-18. Przykłady degradacji pokrycia dachowego w latach 60. XX w.





Rys. 6-19. Przykłady doraźnych podparć więźb dachowych realizowanych w latach 1947-2015: a) podparcie liniowe płatwi, b) podparcie liniowe krokwi, c) podparcie punktowe płatwi, d) podparcie punktowe krokwi, e),f) wbudowywane w konstrukcje dachów układy ramowe

6.5 Wdrożenie kompleksowej naprawy dachów

Projektując kompleksową naprawę dachów założono, zgodnie ze standardami prac konserwatorskich prowadzonych w Muzeum, że priorytetem jest zachowanie i ochrona elementów oryginalnych, pochodzących z okresu funkcjonowania Obozu. Z drugiej strony wszystkie elementy więźby wymagały napraw. Jednocześnie nawet po przeprowadzeniu napraw elementy więźby w oryginalnym układzie nie cechowałyby się wystarczającą nośnością, aby mogły dalej tworzyć konstrukcję przenoszącą obciążenia.

Wobec powyższego podczas realizacji doktoratu wdrożeniowego w baraku B-138 i B-139 przyjęto rozwiązanie polegające na wbudowaniu w obiekt stalowej konstrukcji wzmacniającej. Konstrukcja ta przejęła obciążenia przekazywane z połaci dachowej i przekazała na grunt. Ponadto w istniejącej konstrukcji zidentyfikowano historyczne elementy pochodzące z okresu funkcjonowania obozu. Elementy te poddano konserwacji, a następnie wbudowano z powrotem w pierwotne miejsca.

Na etapie wdrożenia bardzo ważnym było określenie, które z elementów pochodzą z czasów funkcjonowania obozu, a które są już elementami wtórnymi, wprowadzonymi po wojnie, podczas poprzednich remontów. Jeśli element pochodził z okresu powojennego dopuszczano jego wymianę na nowy. Natomiast elementy pochodzące z czasów funkcjonowania obozu podlegają bezwzględnej ochronie, dąży się do ich zachowania, nawet gdy materiał elementów uległ degradacji, a ich nośność jest niewystarczająca. Koniecznym było zatem przeprowadzenie identyfikacji zabytkowych elementów więźby, a następnie zaprojektowanie rozwiązania

zapewniającego zachowanie elementów zabytkowych, przy jednoczesnym zapewnieniu możliwości dalszej eksploatacji budynków.

Cały proces identyfikacji więźby polegał z jednej strony na kwerendzie archiwalnej, przeglądaniu fotografii oraz notatek dokumentujących prowadzone remonty, a z drugiej na szczegółowej analizie na obiekcie wszystkich elementów konstrukcji. W toku prac związanych z identyfikacją więźby sporządzono między innymi listę kryteriów klasyfikacji odpowiednio dla poszczególnych elementów: krokwi, słupów, kleszczy, mieczy, płatwi, murłat i belek tramowych. Analizowano: ślady po mocowaniu płyt supremacy, sposób posadowienia słupów, nawarstwienia malarskie, sposób łączenia z innymi elementami, ślady po oryginalnych instalacjach elektrycznych, sposób obróbki drewna, naturalne zniszczenia drewna, ślady po wcześniejszym użyciu elementów (więźbę w 1942 r. wznoszono przy zastosowaniu materiału rozbiórkowego). Analizowano również miejsca styku elementu ze ścianą (jeśli takie istniało), porównywano z elementami z innych obiektów. Identyfikowano ponadto oryginalne ciesielskie znaki montażowe, które są bardzo ważnym czynnikiem datującym.

Jako przykład przedstawiono tu postępowanie w odniesieniu do więźby dachowej w baraku B-138, w którym również przeprowadzono rektyfikację ściany szczytowej.

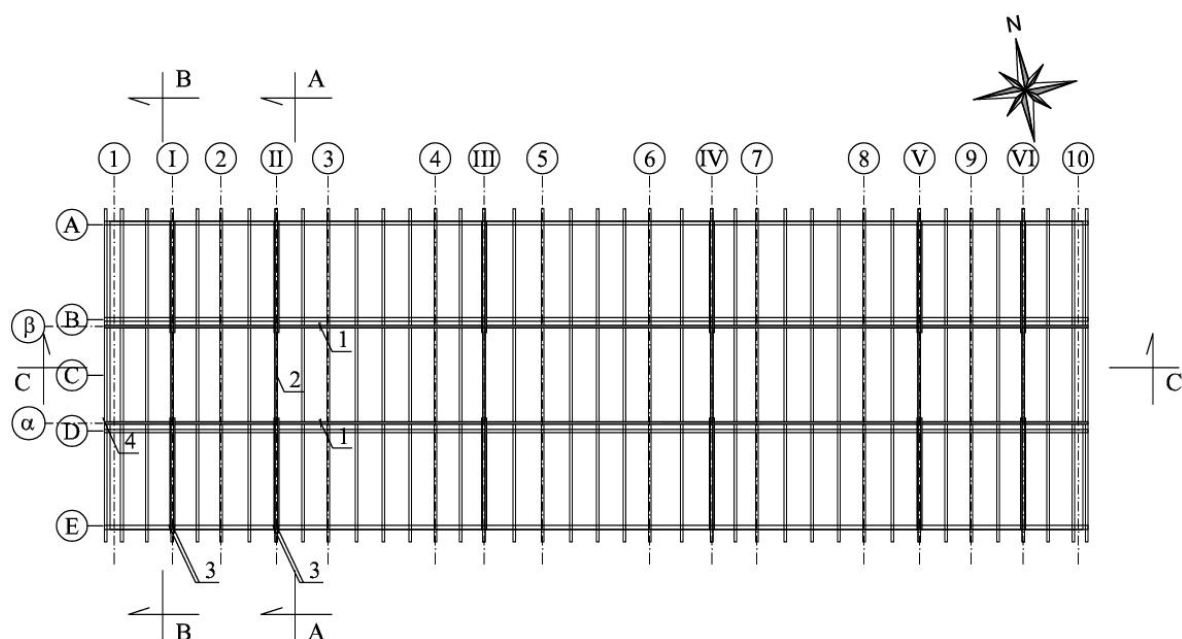
Zdecydowano się na wprowadzenie w osiach B i D, pomiędzy historycznymi słupami, po 6 dodatkowych słupów. Odpowiednie słupy w osiach B i D miały być połączone ryglami tworząc rodzaj ram poprzecznych, dodatkowo usztywnionych poprzez zastosowanie stalowych kleszczy. Na każdym z sześciu rygli zaprojektowano po dwa wsporniki pionowe na których miały być oparte nowe płatwie. Założono, że cała opisana konstrukcja będzie wykonana z zabezpieczonej antykorozyjnie stali, scalonej kolorystycznie na brązowo (RAL 8019).

Stalowa konstrukcja wzmacniająca, wbudowana wewnątrz baraku, przejmuje obciążenie z krokwi i przekazuje je na grunt. Odciążone zostały zatem wszystkie historyczne elementy więźby: płatwie, słupy, belka tramowa oraz miecze i kleszcze. Dzięki temu wszystkie oryginalne elementy więźby pozostają w stanie nienaruszonym i obciążenie z połaci dachowej jest przekazywane na grunt bez ich udziału.

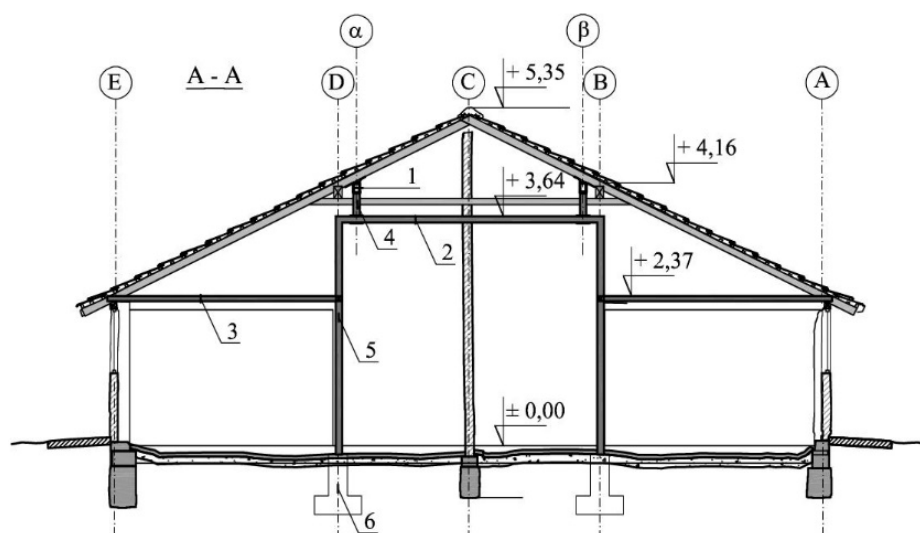
W skład konstrukcji wzmacniającej wchodzi sześć ram, wsporniki, płatwie oraz kleszcze. Ramy zostały zabudowane w osiach oznaczonych jako I, II, ..., VI biegnących równolegle do krótszego boku baraku (rys. 6-20). Każdą ramę tworzą dwa słupy wysokości 3,64 m, spięte górnym rygłem (rys. 6-21). Elementy te zostały wykonane ze stalowych profili zamkniętych o kwadratowym przekroju o długości boku 100 mm i grubości ścianki 8 mm (RK100×100×8). Połączenia między elementami ramy zostały wykonane za pomocą łączników wprowadzanych do profili. Słupy ram, ustawione w osiach B i D, zostały wbudowane między istniejącymi słupami drewnianymi. Do rygli ram, w odległości ok. 270 mm od osi B i D zamocowane zostały wsporniki pionowe wykonane z profili RK100×100×8, a do wsporników przymocowano płatwie, także wykonane z profili RK100×100×8. Płatwie te wyznaczyły nowe osie oznaczone jako α oraz β (rys. 6-21).

Połączenia wsporników z ramami oraz z płatwiami wykonano jako śrubowe. Do płatwi zamocowano krokwie. Stalowe ramy zostały zamocowane w nowo wykonanych żelbetowych stopach fundamentowych, znajdujących się poniżej poziomu historycznej posadzki. Fundament składa się z podstawy o kwadratowym rzucie o długości boku 0,75 m i wysokości 0,3 m oraz

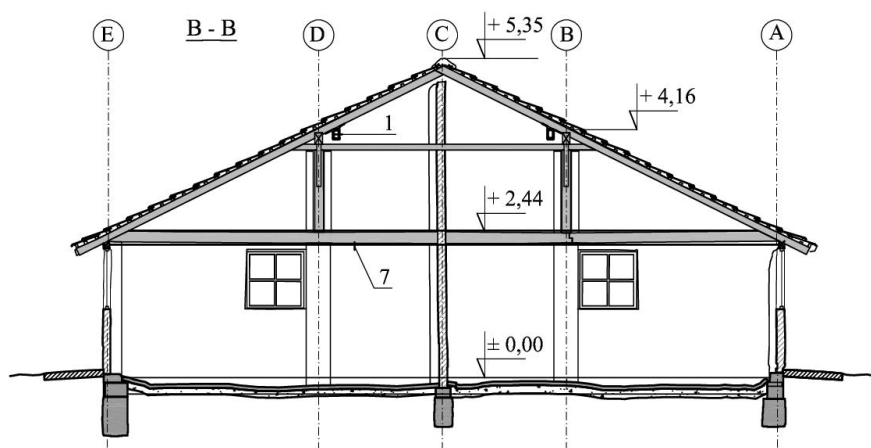
połączonego z nim monolitycznie słupa o przekroju $0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}$, w którym utwierdzono słup rami. Każda rama została rozbudowana o parę kleszczy wykonanych z profili $2 [80]$ i biegnących w poziomie $+2,37 \text{ m}$. Kleszcze te z jednej strony zostały zamocowane do słupów, a z drugiej do krokwi i oparte na murlacie. W ten sposób, w osiach, w których występują rami, wykształcono dźwigary główne nowej konstrukcji wsporczej i jednocześnie stężącej budynek w obu kierunkach, podłużnym i poprzecznym. Belki tramowe zostały wbudowane w profile walcowane (rys. 6-22, rys. 6-23, rys. 6-24d). Wykonywanie wzmocnienia podzielono na dwa zasadnicze etapy.



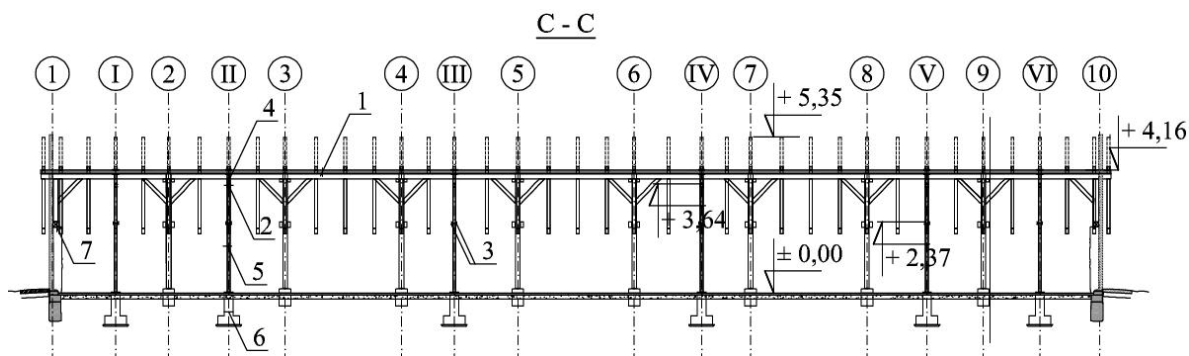
Rys. 6-20. Rzut więzby dachowej z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmocniającej: 1 – płatew, 2 – rygiel, 3 – kleszcze [106]



Rys. 6-21. Przekrój poprzeczny A - A z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmocniającej (położenie przekroju przedstawiono na rys. 7): 1 – płatew, 2 – rygiel, 3 – kleszcze, 4 – wspornik, 5 – słup, 6 – żelbetowa stopa konstrukcji wzmocniającej [106]



Rys. 6-22. Przekrój poprzeczny B - B z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmacniającej (położenie przekroju przedstawiono na rys. 7): 1 – płatew, 7 – profil obejmujący belkę tramową [106]



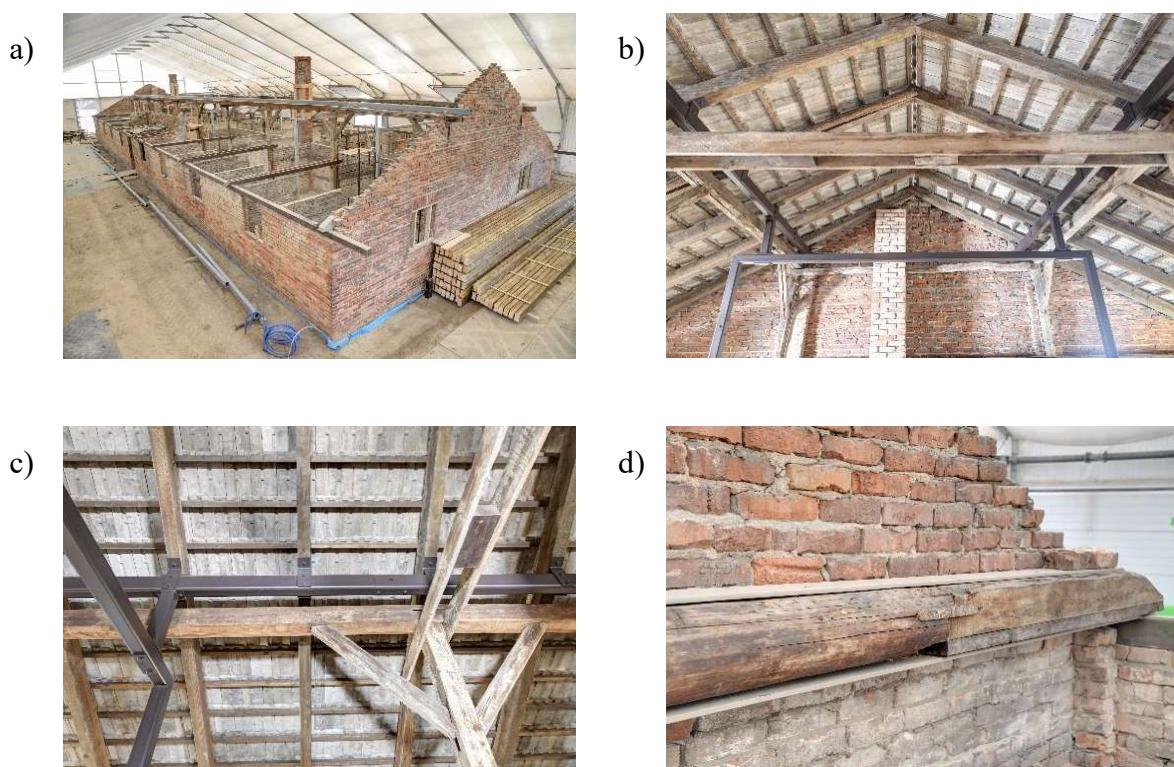
Rys. 6-23. Przekrój podłużny C - C z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmacniającej (położenie przekroju przedstawiono na rys. 7): 1 – płatew, 2 – rygiel, 3 – kleszcze, 4 – wspornik, 5 – słup, 6 – żelbetowa stopa konstrukcji wzmacniającej, 7 – profil obejmujący belkę tramową [106]

Etap I to wykonanie stóp fundamentowych pod stalową konstrukcję wzmacniającą oraz montaż samej konstrukcji. W pierwszej kolejności wykonano pomiary i wytyczono miejsca posadowienia słupów w baraku. Z uwagi na to, iż nowa konstrukcja miała być wprowadzona do historycznego wnętrza należało na każdym etapie minimalizować ingerencję w historyczną substancję zabytku. Koniecznym było zawężenie pola roboczego i usunięcie jak najmniejszego fragmentu posadzki betonowej w miejscu posadowienia każdego ze słupów. Wykopy pod fundament wykonywano od strony boksów prycz, gdzie w związku z remontem posadowienia ścianek działowych zdemontowano wcześniej posadzkę ceglana. Pod każdy ze słupów wycięto fragment posadzki o wymiarach 200 mm × 200 mm oraz zdemontowano cegły na progach boksów. Na dnie wykopu wykonano podkład z chudego betonu, a na nim ustawiono szalunek i ułożono zbrojenie fundamentów. Następnie zabetonowano podstawę fundamentu. Kolejnym elementem prac było ustawienie na stopie stalowych słupów ramy i zabetonowanie fundamentu słupa. Etapowanie betonowania fundamentu umożliwiło zabetonowanie słupa stalowej ramy, bez elementów łączących tę ramę z fundamentem. Dzięki takiemu posadowieniu i wyrównaniu

poziomu fundamentu z poziomem historycznej posadzki zyskano słup bez widocznego łączenia, co pozytywnie wpływa na odbiór tego elementu jako nowego, prostego w formie i nie zakłócającego historycznej przestrzeni baraku.

Etap II rozpoczęto od przygotowania roboczego pomostu wiszącego, opartego na ryglach wzdłuż całego baraku. Następnie wykonano montaż stalowych kleszczy i połączono je z przynależnymi do nich krokwiąmi drewnianymi. W ryglach, wywiercono otwory i zamontowano na nich wsporniki. Płatwie stalowe najpierw ustawiono na wspornikach, skorygowano ich ustawienie, zdemonstrowano i wywiercono w nich otwory. Ponownie je zamontowano i ostatecznie skręcono. Kolejno rozpoczęto montaż krokwi drewnianych do płatwi z użyciem stalowych łączników.

Wybrane elementy stalowej konstrukcji wzmacniającej, wbudowanej w barak, przedstawiono na fotografiach zamieszczonych na rysunku 6-24.



Rys. 6-24. Elementy konstrukcji wzmacniającej wbudowywane w konstrukcję baraku:
a) widok ogólny wnętrza baraku podczas prac, po wbudowaniu stalowych ram,
b) słupy i rygiel, c) wspornik i płatwie, d) drewniana belka tramowa
obudowana stalowym profilem walcowanym

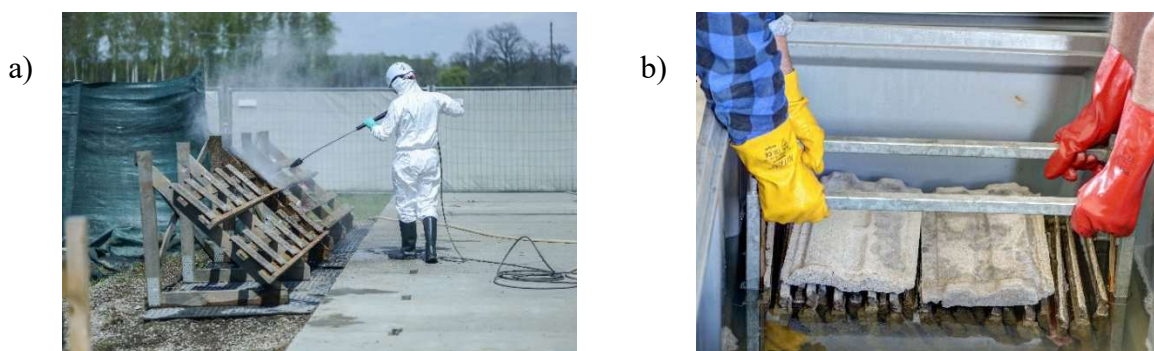
Dzięki tym zabiegom nowe elementy, mimo iż obce materiałowo, dobrze scalały się z historycznym wnętrzem. Opisane postępowanie z oryginalnymi elementami drewnianej więźby dachowej pozwala na zachowanie murowanego baraku mieszkalnego B138 dawnego niemieckiego nazistowskiego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz – Birkenau zgodnie ze współcześnie stosowanymi w Muzeum standardami ochrony konserwatorskiej.

Bezpośrednia ekspozycja poszycia dachowego na warunki atmosferyczne spowodowała, że większość dachówek zachowała się bez wierzchniej zabezpieczającej powłoki stanowiącej naturalną barierę hydrofobową. Wieloletnia eksploatacja spowodowała nagromadzenie brudu na powierzchni dachówek oraz niskiej roślinności w postaci porostów, mchów i grzybów które przyspieszyły procesy korozyjne.

Dachówki w obiektach B-123, B-124, B-138, B-139 zostały zidentyfikowane jako wtórne. Stąd założono, iż jeśli nie będą popękane, uszkodzone mechanicznie zostaną oczyszczone oraz zabezpieczone hydrofobowo i powtórnie wykorzystane do pokrycia dachu. Około 20-25% dachówek zostało wymienione na nowe. Nowe dachówki (które pozyskano z magazynu Muzeum) scalono ze starymi poprzez powierzchniowe ich wypiskowanie. W ten sposób usunięto gładką warstwę zabezpieczającą, które znacznie odróżniała nową dachówkę od starej, ale również chroniła przed wodą. Dlatego nowe dachówki po wypiskowaniu zostały podobnie jak stare zaimpregnowane hydrofobowo.

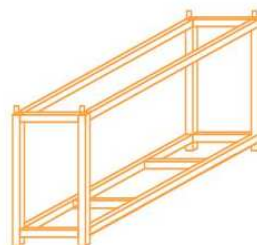
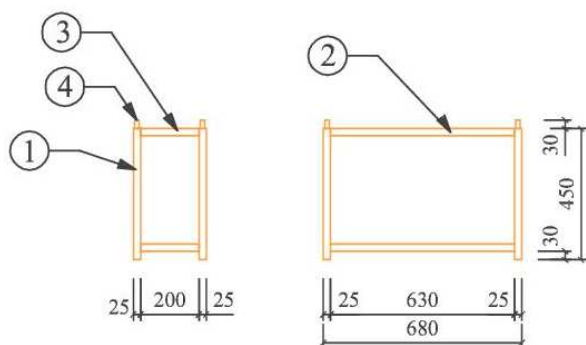
W obiektach objętych pracami kompleksowej konserwacji, do demontażu dachówek przystąpiono po przykryciu baraku namiotem. Podczas demontażu sprawdzano stan dachówki. Uszkodzone, popękane egzemplarze odkładano z przeznaczeniem ich wymiany. Dachówki po demontażu umyto myjką ciśnieniową która usunęła atmosferyczne zabrudzenia i biologiczne zanieczyszczenia, dodatkowa dezynfekcja środkami chemicznymi nie była konieczna. Po wysuszeniu dachówki zostały zabezpieczone hydrofobowo. Impregnację wykonano poprzez zanurzenie w preparacie na bazie polisiloksanów Skonstruowano dedykowane stalowe kosze (rys. 6-26) do których wkładano dachówki, następnie całość zanurzano w zbiorniku wypełnionym preparatem hydrofobowym.

Dachówkę ułożono na nowych łątach, gąsiory zamontowano na zaprawie cementowej, uzupełniono obróbki blacharskie (wiatrownice, wokół kominów). Ze względów bezpieczeństwa na połaciach dachowych baraków po kompleksowej konserwacji (B-123, B-124, B-138, B-139) zamontowano pierwotnie nie istniejącą instalację odgromową.

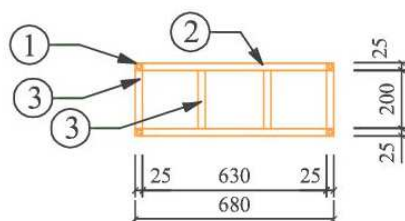


Rys. 6-25. Konserwacja dachówki: a) mycie dachówek myjką ciśnieniową, b) kąpiel dachówki w preparacie hydrofobowym w stalowych noszach

widok z boku



widok z góry



	dlugość (mm)
1 profil zamknięty 25x25x2mm	450
2 profil zamknięty 25x25x2mm	630
3 profil zamknięty 25x25x2mm	200
4 pręt lub rurka fi 15	60

Uwaga !!! Ruszt należy zabezpieczyć antykorozyjnie przez cynkowanie ogniowe
 poz 4 pręt lub rurka fi 15 o dł 60mm należy wpuścić do profilu zamkniętego – poz 1 na głębokość 30 mm i zespawać z tym profilem

Rys. 6-26. Stalowy pojemnik do zanurzania dachówek cementowych w środku hydrofobowym

7 Ściany

7.1 Charakterystyka ścian

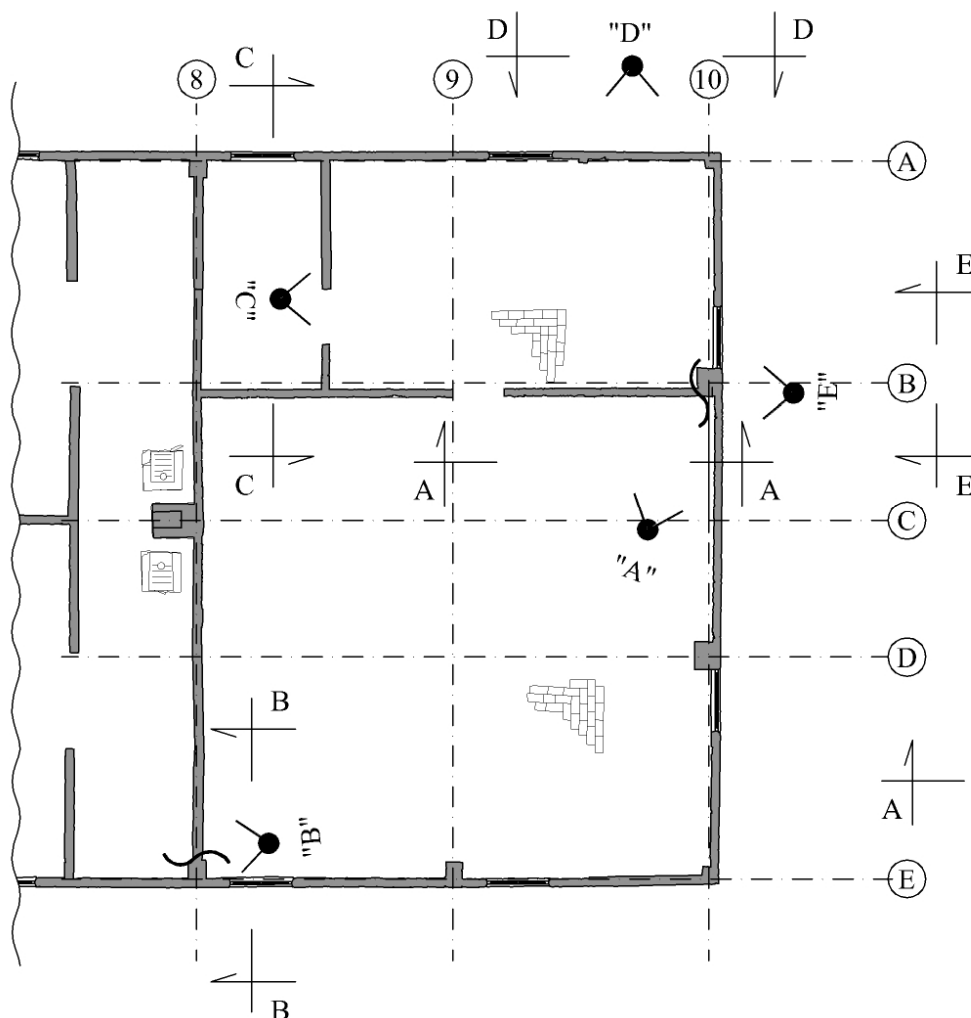
W barakach przyjęto systematykę ścian analogiczną do przyjętej w odniesieniu do fundamentów (rys. 4-5). Wyróżnia się w związku z tym ściany: zewnętrzne podłużne (ściany w osiach A i E wg rys. 6-1), zewnętrzne poprzeczne (ściany szczytowe – ściany w osiach 1 i 10 wg rys. 6-1), wewnętrzne podłużne (ściana usztywniająca – ściana w osi C wg rys. 6-1) i ściany działowe, głównie pełniące funkcję ścian pryz (ściany w osiach 2, 3, ..., 9 i ściany między tymi osiami).

Grubość wszystkich ścian wynosi 12 cm (jedna cegła). W zewnętrznych ścianach szczytowych (ściany w osiach 1 i 10) oraz w zewnętrznych ścianach podłużnych (ściany w osiach A i E) znajdują się pilasty o przekroju odpowiednio 38 cm × 38 cm oraz 25 cm × 25 cm. Na pilastrach zewnętrznych ścian poprzecznych opierają się słupy więźby a położenie pilastrów w zewnętrznych ścianach podłużnych pokrywa się występowaniem pełnych układów więźby dachowej (występują kleszcze). Na zewnętrznych ścianach podłużnych spoczywają murlaty, do których mocowane są krokwie. Wewnętrzna ściana podłużna (ściana w osi C) pełni funkcję ściany usztywniającej. Pozostałe ściany w baraku pełnią funkcję ścian działowych.

7.2 Uszkodzenia ścian

Ściany wszystkich murowanych baraków znajdujących się na odcinku BI doznały znacznych uszkodzeń. Są to uszkodzenia wywołane czynnikami mechanicznymi oraz uszkodzenia, których przyczyną jest ekspozycja ścian na czynniki środowiska. Ze względu na ogromny zakres tych uszkodzeń poniżej scharakteryzowano uszkodzenia zaobserwowane w dwóch barakach B-115 i B-136. Uszkodzenia w braku B-115 mają charakter uszkodzeń mechanicznych i przedstawiono je poniżej za [107]. Z kolei uszkodzenia obserwowane w braku B-136 są głównie wywołane ekspozycją ścian na oddziaływania środowiskowe i opisano je na podstawie [108].

W braku B-115 dominują pęknięcia i rozejścia ścian o szerokości do 79 mm oraz korozja elementów ścian i więźby. Położenie pięciu przykładowych uszkodzeń ścian tego braku oznaczonych jako „A”, „B”, „C”, „D” oraz „E” przedstawiono na rysunku 7-1. Poniżej opisano te uszkodzenia oraz przeanalizowano przyczyny ich powstania.



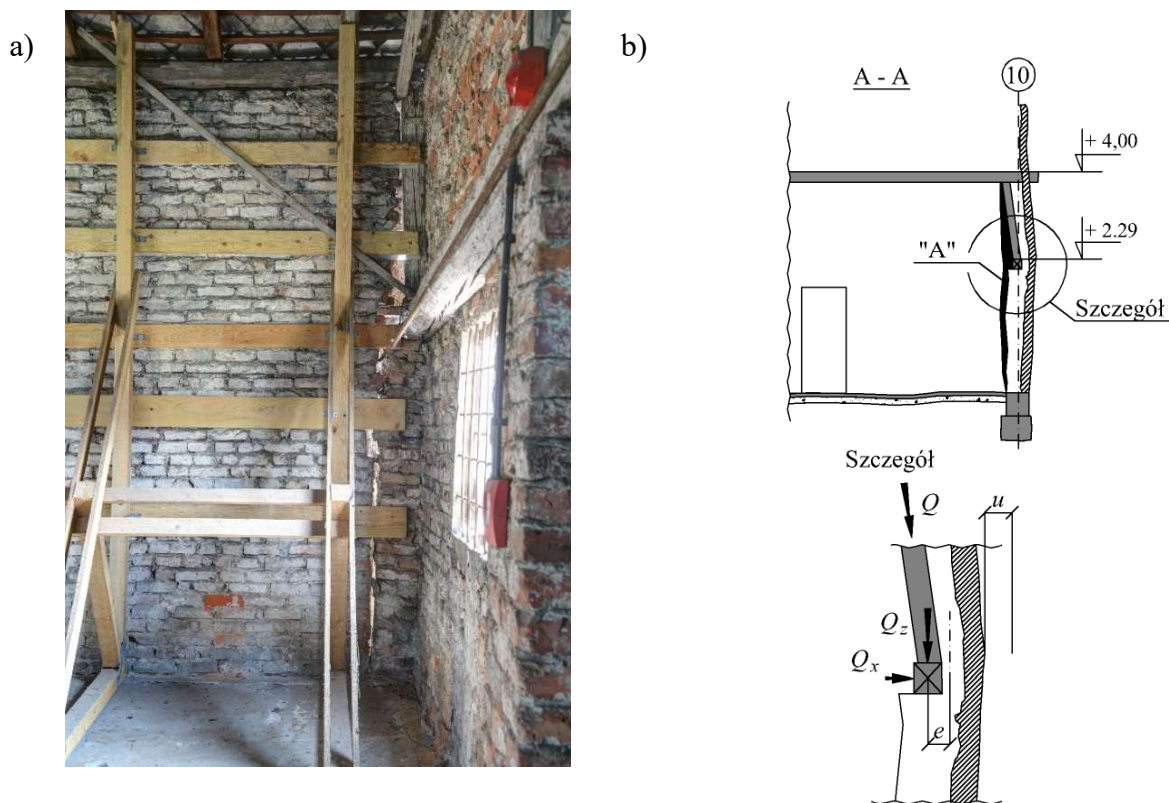
Rys. 7-1. Położenie uszkodzeń oznaczonych jako „A”, „B”, „C”, „D” oraz „E” w braku B-115 opracowano na podstawie [108].

Najpoważniejszymi uszkodzeniami cechują się ściany szczytowe, które uległy deformacji oraz odspojeniu od ścian poprzecznych. Przykładem takiego uszkodzenia jest połączenie ścian znajdujących się w osiach 10 i B (uszkodzenie „A”, rys. 7-2a). Połączenie tych ścian rozbudowane jest o pilaster, który stanowi oparcie słupka będącego skrajną podporą drewnianej płatwi więźby dachowej. Słupek ten przekazuje obciążenie na pilaster za pośrednictwem poziomej belki (belka tramowa) znajdującej się w poziomie +2,29 (rys. 7-2b). Wystąpiło odspojenie pilastra od ściany znajdującej się w osi B. Odspojenie to osiąga największą szerokość wynoszącą około 80 mm w poziomie +2,29 m, to jest w 2/5 wysokości ściany licząc od oparcia na murowanym fundamencie. Ponadto wystąpiła deformacja szczytowej ściany w osi 10. Ściana ta jest wygięta przyjmując kształt wycinka łuku. Strzałka tego wygięcia wynosi 79 mm i znajduje się na poziomie belki tramowej. Odspojenie występuje na całej wysokości ściany szczytowej, której szerokość wynosi zaledwie 0,12 m. Postępujące odkształcenie stwarza zagrożenie utraty stateczności przez ścianę. W celu zatrzymania procesu degradacji od strony zewnętrznej ściana została zabezpieczona drewnianą konstrukcją oporową.

Pierwotną przyczyną uszkodzenia „A” jest przyjęte rozwiązanie konstrukcyjne polegające na tym, że słupek więźby dachowej przekazuje obciążenie na mimośrodek „e” na ścianę w osi 10

(rys. 7-2b). Wskutek tego ściana szczytowa jest obciążona momentem zginającym. W spoinach wspornych tej ściany, po stronie zewnętrznej występują naprężenia rozciągające powodujące występowanie rys i znaczne zmniejszenie sztywności ściany. W konsekwencji pojawiają się odkształcenia ściany i zmiana nachylenia słupka więźby dachowej. W ten sposób generowana jest pozioma siła Q_x działająca w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ściany szczytowej. Obciążenie to wywołuje pogłębianie odkształcania się układu i redukcję sztywności pilastra. W takiej sytuacji za równoważenie siły Q_x odpowiada połączenie pilastra i ściany w osi B. To połączenie nie cechuje się jednak dostateczną nośnością i uległo zniszczeniu. Pęknięcie propaguje od miejsca przyłożenia siły Q_x do podstawy ściany szczytowej oraz do jej górnej krawędzi z tym, że w miejscach tych pęknięcie zanika. Wynika to z faktu, że ściana nie doznaje przemieszczeń zarówno w poziomie oparcia na fundamencie jak i na górnych krawędziach, gdzie jest podparta elementami konstrukcji dachu – płatwiami i łątami. Ściana szczytowa jest jednak znacznie odkształcona w połowie wysokości i przed utratą stateczności zabezpiecza ją tymczasowa konstrukcja oporowa.

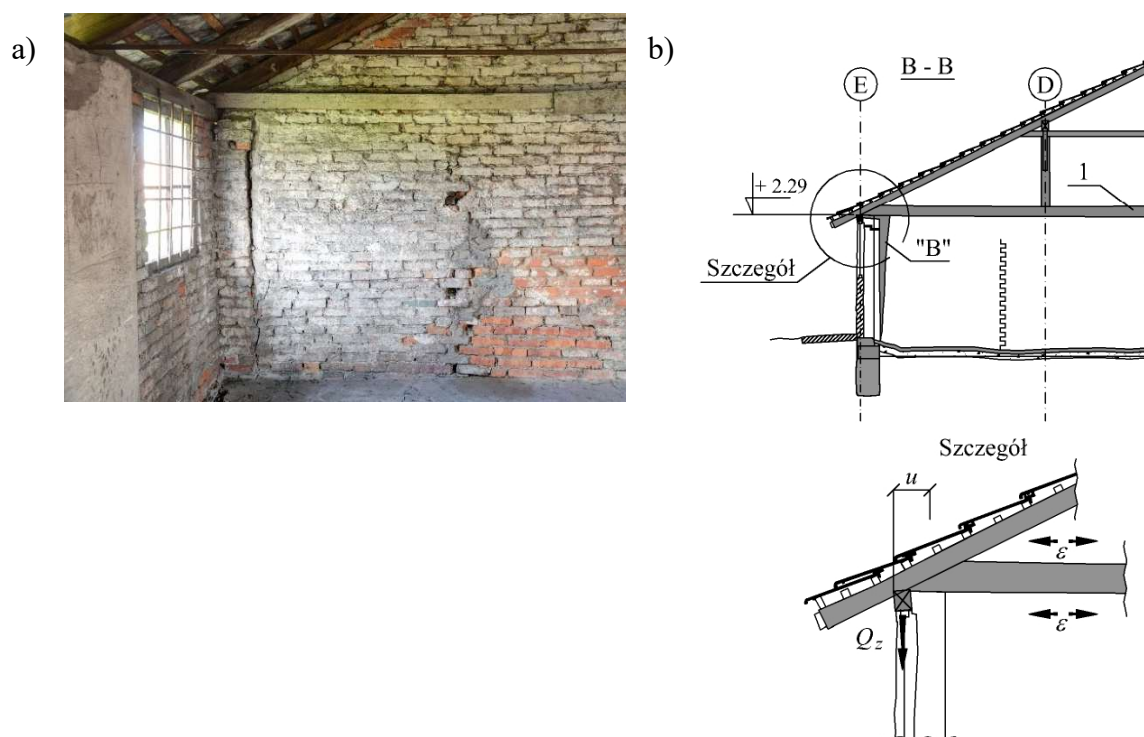
W tym miejscu należy zaznaczyć, że analogicznym uszkodzeniem cechuje się również druga ściana szczytowa znajdująca się w osi A oraz ściany szczytowe większości murowanych baraków znajdujących się na odcinku BI obecnego Muzeum.



Rys. 7-2. Uszkodzenie „A” w miejscu połączenia ścian w osiach 10 i B: a) widok uszkodzenia zgodnie z rysunkiem 7-1, b) mechanizm powstawania uszkodzenia; opracowano na podstawie [108]

Drugim charakterystycznym uszkodzeniem obserwowanym w baraku są pęknięcia w miejscach połączenia ścian poprzecznych z zewnętrznymi ścianami podłużnymi. Przykład takiego uszkodzenia, które oznaczono jako „B” przedstawiono na rysunku 7-3a. Charakterystyczne jest

to, że pęknięcie osiąga największą szerokość wynoszącą 43 mm w poziomie oparcia murłaty na murze w poziomie + 2,29 m. Jednocześnie w rejonie oparcia ściany na murowanym fundamencie pęknięcie to zanika. Zewnętrzna ściana podłużna jest odchylona od pionu, przy czym nie obserwuje się jej istotnego wygięcia. Przyczyną powstania uszkodzenia „B” jest oddziaływanie konstrukcji dachu na ścianę podłużną. Przekroje elementów więźby dachowej są niewielkie. Jednocześnie betonowa dachówka stanowi znaczne obciążenie. W konsekwencji następują odkształcenia elementów więźby dachowej, w szczególności kleszczy. Odkształcenie to zostało oznaczone jako ε na rysunku 7-3b. Jednocześnie długa, zewnętrzna ściana baraku, spoczywająca na fundamencie i nie powiązana skutecznie z innymi ścianami, nie jest w stanie wywołać reakcji na to odkształcenie. W konsekwencji następuje obrót ściany podłużnej na fundamencie i jej wychylenie. Brak znacznego wygięcia ściany wynika z oddziaływania pionowej reakcji Q_z przekazywanej z dachu, która zapewnia występowanie naprężeń ściskających we wszystkich spoinach wspornych oraz z obrotu ściany podłużnej (ściana w osi E) na podatnym fundamencie.



Rys. 7-3. Uszkodzenie „B” ścian: a) widok uszkodzenia zgodnie z rysunkiem 7-1, b) mechanizm powstawania uszkodzenia; 1 – jętka, opracowano na podstawie [108]

Bardzo rozległe uszkodzenie, które oznaczono jako „C” znajduje się na ścianie poprzecznej zlokalizowanej między osiami A i B (rys. 7-4a). Stanowią je pęknięcia przechodzące przez całą grubość ściany, których układ jest zbliżony kształtem do łuku wypukłego ku górze. Największe szerokości do 10 mm pęknięcia osiągają w połowie długości ściany między osiami A i B. Rysy biegnąc w kierunku ścian podłużnych w osiach A i B zmniejszają swą szerokość zanikając

w rejonie tych ścian. Pęknięcie „C” przebiega wzdłuż spoin sporadycznie przechodząc przez cegłę.

Analizując przyczyny wystąpienia tego uszkodzenia porównano układ ścian w rozważanym baraku B-115 z układem ścian poprzecznych w innych barakach. Z porównania tego wynika, że pierwotnie ściana miała mniejszą wysokość wynoszącą ok. 2 m i stanowiła jedynie oddzielnię między pryzmami. Pod ścianami oddzielającymi pryzmy nie wykonywano fundamentów ustawiając je bezpośrednio na posadzkach. W trakcie zmiany funkcji tej części baraku nadbudowano istniejącą ścianę, wydzielając równocześnie pomieszczenia. Spowodowało to znaczne obciążenie posadzki i jej ugięcie. W konsekwencji w ścianie wytworzył się układ naprężeń, w którym trajektorie naprężeń głównych σ_2 pokrywają się z kierunkiem obserwowanych rys, zatem rysy są prostopadłe do naprężeń głównych σ_1 . Materiał ścian, cechujący się praktycznie zerową wytrzymałością na rozciąganie nie jest w stanie przejąć naprężeń σ_1 . W konsekwencji pojawił się charakterystyczny układ rys, który można opisać jako efekt przesklepienia. Zanikanie rys przy osiach A i B oznacza, że fundamenty pod tymi ścianami istnieją i zapewniają sztywniejsze oparcie ścian podłużnych niż ściany poprzecznej.

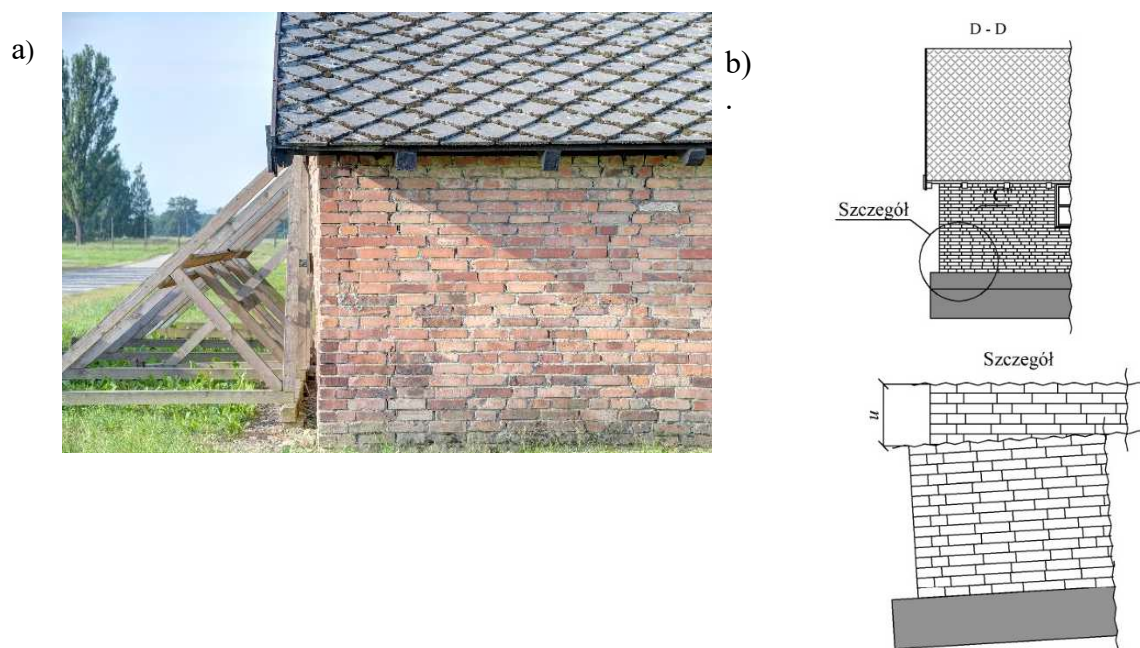


Rys. 7-4. Uszkodzenie „C” ściany znajdującej się między osiami A i B: a) widok uszkodzenia zgodnie z rysunkiem 7-1, b) mechanizm powstawania uszkodzenia, opracowano na podstawie [108]

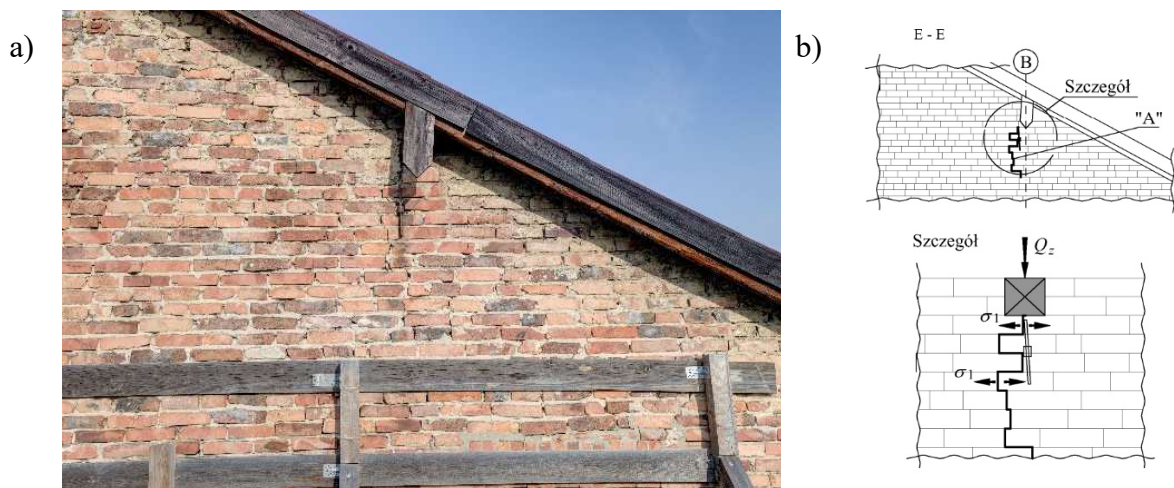
Kolejnym uszkodzeniem obserwowanym na ścianach baraku to rysy szerokości do 3 mm na ścianie podłużnej w rejonie północno-wschodniego naroża (uszkodzenie „D” – rys. 7-5a). Wypadkowy kierunek przebiegu rys to kąt około 45 stopni, przy czym rysy propagują w spoinach wspornych i czołowych nie przechodząc przez pojedyncze cegły. Oględziny tego fragmentu baraku wskazują, że ściany w rejonie naroża północno-wschodniego były częściowo naprawiane, a opisywane uszkodzenie odtwarza się. Wynika to z obniżania się tego naroża budynku, co może być spowodowane dwoma równocześnie działającymi czynnikami. Pierwszym są odkształcenia cegieł znajdujących się w dolnej części muru stykającej się

z gruntem. Te partie muru są najbardziej zdegradowane, co jest konsekwencją braku skutecznego odprowadzenia wody opadowej gromadzącej się wokół baraku. Brak orynnowania i odprowadzenia wody opadowej poza rzut baraku potęguje to zjawisko. Ponadto woda jest podciągana kapilarnie, co zwiększa obszar zawilgoconego muru i sprzyja rozwijaniu się mchów i porostów. Szczególnie zauważalne jest to na zewnętrznej północnej ścianie baraku. Utrzymująca się wilgoć w murze w okresie obniżonych temperatur jest powodem rozmrożenia cegieł i ich degradacji, co zwiększa odkształcenia tego fragmentu muru wynikające z przenoszenia obciążeń pionowych. Drugą prawdopodobną przyczyną obniżania się północno-wschodniego naroża są mniej korzystne warunki posadowienia tej części baraku.

Ostatnim przeanalizowanym uszkodzeniem ścian barku B-115 są rysy niewielkiej szerokości wynoszącej do 0,3 mm propagujące w ścianach szczytowych pod miejscem oparcia płatwi (uszkodzenie „E” – rys. 7-6a). Wskazuje się na następujący mechanizm powstania tego uszkodzenia. Pierwotnie całą reakcję z płatwi przejmowały drewniane słupy ustawione na pilastrach. Z czasem jednak słupy te doznawały odkształceń wynikających z ich korozji i odkształceń reologicznych. Wartość siły występująca w słupach malała, a zwiększała się wartość siły przekazywanej przez płatew bezpośrednio na ścianę szczytową. Reakcji ściany na obciążenie Q_z towarzyszą główne naprężenia σ_1 w murze działające w kierunku poziomym (rys. 7-6b). Mur, jako element o ograniczonej zdolności przejmowania naprężeń rozciągających ulega zarysowaniu. Rysy te mają kierunek prostopadły do naprężeń σ_1 , to znaczy są pionowe.



Rys. 7-5. Uszkodzenie “D” ściany w osi A: a) widok uszkodzenia zgodnie z rysunkiem 7-1, b) mechanizm powstawania uszkodzenia, opracowano na podstawie [108]



Rys. 7-6. Uszkodzenie "E" ściany w osi 10: a) widok uszkodzenia zgodnie rysunkiem 7-1, b) mechanizm powstawania uszkodzenia, opracowano na podstawie [108]

Przedstawiając uszkodzenia wywołane czynnikami środowiskowymi przyjęto systematykę opisaną w [108] w odniesieniu do baraku B-136. Na potrzeby analizy uszkodzeń każdą z czterech zewnętrznych ścian tego baraku podzielono umownie na trzy poziome pasy (rys. 7-7), a następnie w każdym z nich zidentyfikowano charakterystyczne uszkodzenia.



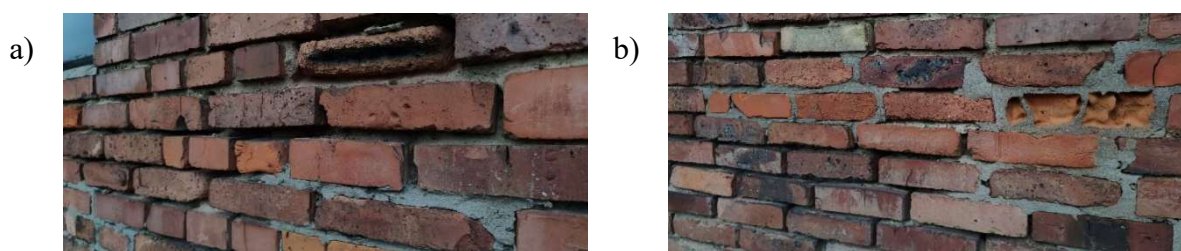
Rys. 7-7. Podział ścian baraku na pasy – górny, środkowy, dolny [108]

Z przeprowadzonej inwentaryzacji i kwerendy wynika, że w okresie powojennym w dolnym pasie wymieniono lub przemurowano do 5 warstw cegieł na granicy między ceglany fundamentem, a murowaną ścianą. Wynikało to najprawdopodobniej z chęci napraw uszkodzeń cegieł spowodowanych działaniem wód opadowych oraz wilgoci podciąganej kapilarnie prowadzącej. Brak izolacji poziomej w budynku powoduje podciąganie kapilarnej wody w ścianie, która w okresie zimowym zamarza w porach rozsadzając w pierwszej kolejności zaprawę (rys. 7-8a) i pojedyncze cegły (rys. 7-8b). Proces degradacji jest wyraźniej widoczny po stronie południowej budynku. Brak orynnowania powoduje odbijanie się wody opadowej od podłoża, co dodatkowo nawadnia dolne partie muru. Brak skutecznego odprowadzenia wody

opadowej powoduje w okresach od jesieni do wiosny dłuższe zastoje wody w obszarze fundamentów. Przez nieszczelności w ceglanym fundamencie woda dostaje się do ścian fundamentowych, podnosi wilgotność materiału ceglanego, co w wieloletniej perspektywie niekorzystnie wpływa na stan techniczny murów.

Po stronie północnej w dolnej warstwie muru panują dobre warunki do rozwoju porostów i mchów, które utrzymują wilgoć w murze i powoli wrastając w mur powodują dodatkową destrukcję i korozję biologiczną (rys. 7-9).

W pasie środkowym muru ubytki zaprawy wahają się od 5 do 50 mm, co przy jej grubości równej 120 mm mocno obniża nośność ściany.



Rys. 7-8. Stan zachowania muru: a) ubytki zaprawy, b) ubytki cegieł [108]



Rys. 7-9. Uszkodzenia cegieł, rozmrożenia, mchy i porosty [108]

W zależności od pory roku i wilgotności powietrza widoczne są przebarwienia ceglanego muru, wpływ na to ma między innymi wyprężanie materiału przez promienie słoneczne, czy deszcz zacinający na ściany.

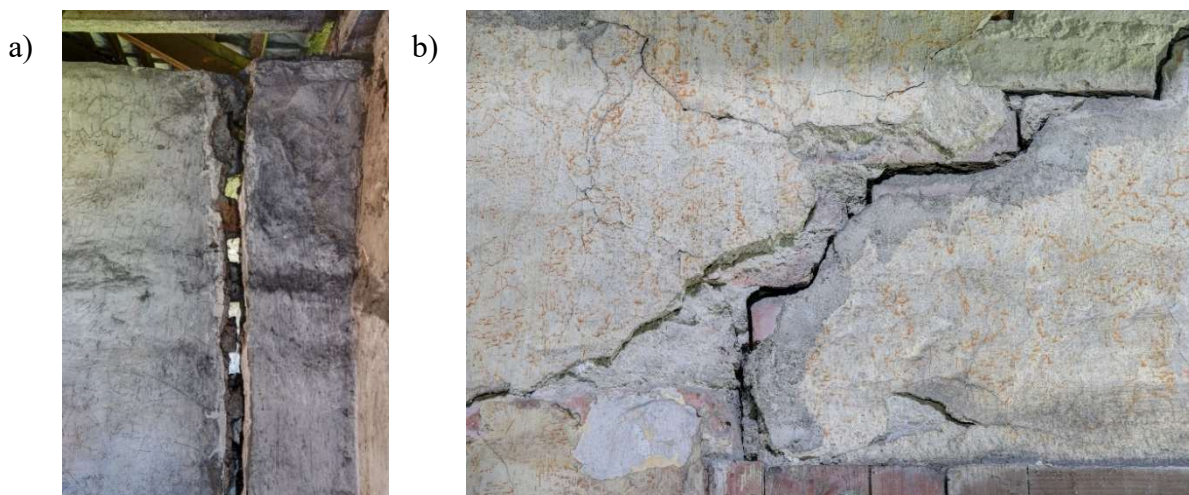
W pasie górnym zaprawa przeważnie jest oryginalna z nielicznymi powojennymi ingerencjami polegającymi na przemurowaniu niewielkich powierzchni. Zaprawa znajduje się w dobrym stanie, nie ma ubytków spowodowanych np. wypłukaniem czy stratami spowodowanymi przez działanie mchów i porostów. Okap dachu znajdujący się wzdłuż ścian podłużnych chroni górny pas muru przed wodami opadowymi, co w rezultacie wpływa na lepszy stan zachowania w tej części. Ponadto pas ten jest najwyżej usytuowany, skutki podciągania kapilarnego są relatywnie mniejsze niż w pozostałych analizowanych pasach muru.

W górnym pasie występuje mechaniczny typ erozji spoin spowodowany przez owady (rys. 7-10). Największe nasilenie zjawiska widoczne jest po stronie północno - zachodniej na ścianach zewnętrznych. W małych otworach zagnieżdżają się owady by złożyć jaja, z których następnie wykluje się potomstwo. Z każdym rokiem destrukcja spoiny postępuje w skutek nowych otworów i powiększania się rojów owadów. Dzieje się tak dlatego, że dawne zaprawy sporządzane były na bazie gliny i piasku z niewielkim dodatkiem wapna. Dzięki nim mury zachowują zdolność do plastycznych odkształceń, co ogranicza ich pękanie. Jednak zaprawa jest na tyle miękka, że owady mogą w niej wykonywać swoje gniazda. Poprzez taką destrukcję spoin muru dochodzi do osłabienia ściany, jej odkształceń i postępującego zniszczenia na coraz to większych obszarach ścian w obiektach.



Rys. 7-10. Mechaniczna erozja spoiny [108]

Wewnątrz baraku nie obserwuje się śladów korozji biologicznej natomiast pojawiają się liczne pęknięcia, analogiczne jak omówionym powyżej baraku B-115. Miejsca uszkodzeń przeważnie skoncentrowane są w obrębie naroży budynku (rys. 7-11a), w obszarze otworów okiennych i drzwiowych (rys. 7-11b), w miejscu oparcia na murlacie krokwi i w rejonie oparcia płatwi na ścianach szczytowych. Przy tak wąskich ścianach pęknięcia pojawiają się na całej szerokości muru. Uszkodzenia te spowodowane są m.in. przez obciążenia przekazywane z dachu. Dodatkowo sytuację pogarsza uszkodzona spoina między cegłami. Im większe wypłukanie spoiny, tym zagrożenie uszkodzenia i pęknięć muru jest większe. Wychylenia i wybrzuszenia murów spowodowane są również przez zerwane połączenia między ścianami zewnętrznymi, a wewnętrznymi ścianami usztywniającymi.



Rys. 7-11. Przykłady uszkodzeń ścian obserwowane wewnątrz baraku: a) pęknięcie ściany w rejonie naroża, b) pęknięcia w rejonie otworu drzwiowego [108]

7.3 Ściany do czasu powołania muzeum w 1947 r.

Ściany murowanych baraków na odcinku BI były wznoszone od jesieni 1941 do lata 1942. Obiekty były budowane szybko, w niekorzystnych warunkach atmosferycznych, z materiału pozyskanego z rozbiórki okolicznych domostw. Prawdopodobnie na etapie budowy nie zakładano tak długiego okresu istnienia baraków traktując je jako prowizoryczne. Do realizacji części prac wykorzystywano niewykwalifikowaną siłę roboczą osadzonych więźniów. W związku z tym od początku istnienia baraków rozwijały się w nich uszkodzenia ścian związane z niepoprawnymi, z dzisiejszego punktu widzenia, rozwiązaniami konstrukcyjnymi. Pierwszym z tych rozwiązań jest zbyt płytkie posadowienie ścian. Według projektu posadowienie ścian zewnętrznych winno znajdować się na poziomie -0,8 m (w praktyce często jest to -0,7 m) a wewnętrznych na poziomie ok. -0,4 m (rys. 2-2). Drugim jest rozwiązanie więźby w rejonie ściany szczytowej polegającej na tym, że obciążenie poziome z miecza przekazywane jest na ścianę szczytową grubości 12 cm, która jest jedynie lokalnie wzmocniona przez pilastry. Przy zbyt płytkim posadowieniu tak cienkich ścian doznawały one od początku istotnych odkształceń.

W trakcie funkcjonowania obozu zdecydowano o wyposażeniu baraków więźniarskich w pomieszczenia sanitarne (umywalnie i latryny). Związane to było z fatalnymi warunkami sanitarnymi które powodowały u więźniów różne choroby. Aby wykonać te latryny w istniejących barakach demontowano osiem boksów prycz. W konsekwencji rozbierano poprzeczne ściany działowe, które miały istotną funkcję konstrukcyjną. Usztywniały one podłużne ściany zewnętrzne. W pomieszczeniach sanitarnych zwiększono wysokość ściany podłużnej (do wysokości kalenicy) w osi budynku – niestety w wielu przypadkach domurowana część ściany nie jest odpowiednio przewiązana z przyległą ścianą szczytową. Widoczne jest to przy uszkodzeniach – wybrzuszeniach ścian szczytowych które są zlokalizowane przy sanitariatach w barakach więźniarskich.

Z okresu funkcjonowania obozu na ścianach pozostały inskrypcje więźniów. Rysunek 7-12a przedstawia cegłę z napisem „BOLESŁAW MARUSA Dn. XXII. III. 43”. Kwerenda wykonana w Archiwum PMAB pozwoliła zidentyfikować autora podpisu i jego dalszą historię. Z kolei na rysunku 7-12 b,c,d pokazane są odręczne zapisy wykonane na ścianach baraków murowanych. Elementy te należy traktować jako bezcenna substancję zabytkową, wymagającą szczególnej ochrony i zachowania w integralnym stanie jako materialne świadectwo historii miejsca.



Rys. 7-12. Bezcenne inskrypcje na ścianach wpływające w sposób zasadniczy na postępowanie ze ścianami, na których występują

7.4 Doraźne naprawy ścian w latach 1947-2015

W drugim analizowanym okresie tj. od 1947 do 2015 ściany w barakach murowanych były naprawiane w sytuacji, gdy ulegały one poważnym uszkodzeniom. Z dokonanego przeglądu dokumentacji z pierwszych lat istnienia Muzeum wynika, że rzeczywiste awarie całych ścian nie były rzadkością. Udokumentowane awarie z lat 60. XX w. przedstawiają fotografie zamieszczone na rysunkach 2-4 i 2-5. Podobną awarię z lat 50. XX w. przedstawiono na rysunku 7-13. Z analizy dokumentacji fotograficznej i nielicznych opisów z pierwszych lat funkcjonowania Muzeum wynika, że powiększały się uszkodzenia wynikające z oddziaływania sił poziomych przekazywanych z dachu na ściany wzniesione na podatnych fundamentach. Przykładowo za awarię zewnętrznej ściany podłużnej przedstawioną na rysunku 2-4 odpowiada głównie oddziaływanie rozporu z dachu i niestabilny fundament. Z kolei za awarie ścian

szczytowych przedstawionych na rysunkach 2-5 i 7-13 oddziaływanie mieczy i posadowienie ściany na niestabilnym fundamencie.

Oczywiście nie wszystkie ściany ulegały rzeczywistej awarii. Najczęściej występowało znaczne odkształcenie ścian szczytowych oraz zewnętrznych podłużnych, ich wychylenie i w konsekwencji oderwanie od ścian podpierających. Przykład oderwania ściany szczytowej od wewnętrznej podłużnej przedstawiono na rysunku 7-14a, a oderwanie ściany zewnętrznej podłużnej od wewnętrznej działowej ściany poprzecznej na rysunkach 7-14 b,c,d.



Rys. 7-13. Uszkodzona ściana zewnętrzna jednego z baraków murowanych, odcinek BIIb, rok 1958, [5]

a)



b)



c)



d)



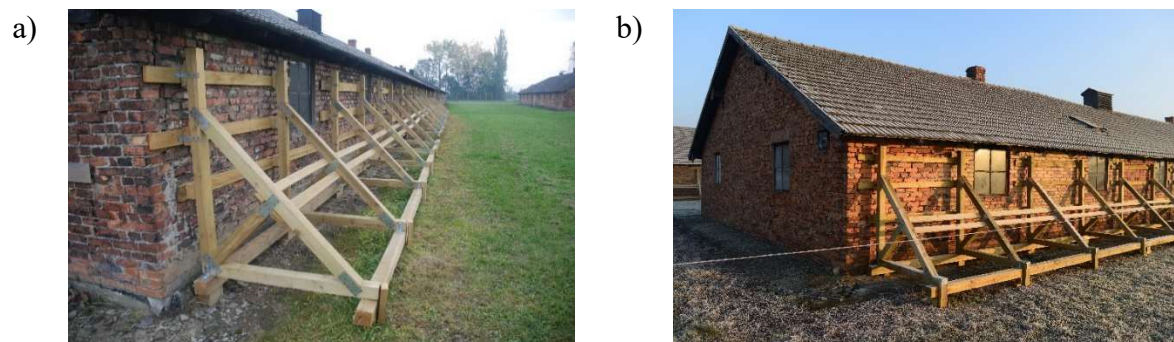
Rys. 7-14. Zniszczone połączenia w ścianach (dokumentacja z lat 60 XX w.: a) oderwanie ściany szczytowej od wewnętrznej podłużnej, b) oderwanie ściany zewnętrznej podłużnej od wewnętrznej działowej ściany poprzecznej, [5]

Ściany zewnętrzne po wystąpieniu takich pęknięć były podpierane od zewnątrz. Stąd na kilka dziesięcioleci w pejzaż Auschwitz II - Birkenau wpisane były zewnętrzne konstrukcje podpierające zewnętrzne ściany szczytowe (rys. 7-15) i zewnętrzne ściany podłużne (rys. 7-16). Inwentaryzację takiego zabezpieczenia przedstawiono na rysunkach 7-17 i 7-18.

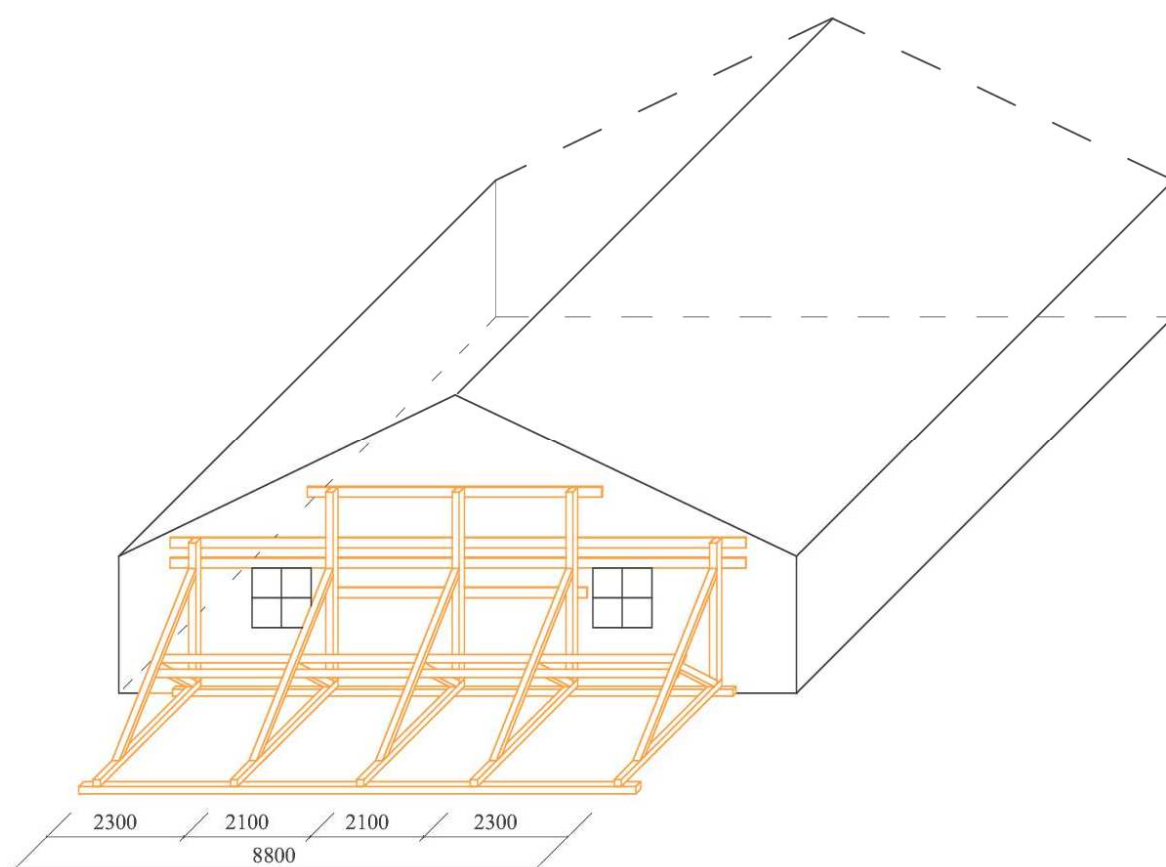
Rozwiązania zabezpieczeń ścian szczytowych nieznacznie różniły się w poszczególnych brakach. Co do zasady zabezpieczanie to składa się z pięciu kozłów oporowych. W skład każdego kozła wchodzi słup S2/S4, zastrzał Z1, podwalina P2 i zastrzał Z1 (rys. 7-18). Kozły ustawione są na dwóch podwalinach P1. Podwaliny są wypoziomowane względem siebie za pomocą drewnianych podkładek, które leżą bezpośrednio na gruncie. Za pomocą stężeń D1 i D2 kozły są stężone i tworzą jedną konstrukcję zabezpieczającą. Słupki S3 wbite na końcu każdego kozła do podłoża gruntowego na min 65cm uniemożliwiają przesunięcie w poziomie konstrukcji, która zabezpiecza mocno odkształconą ścianę.



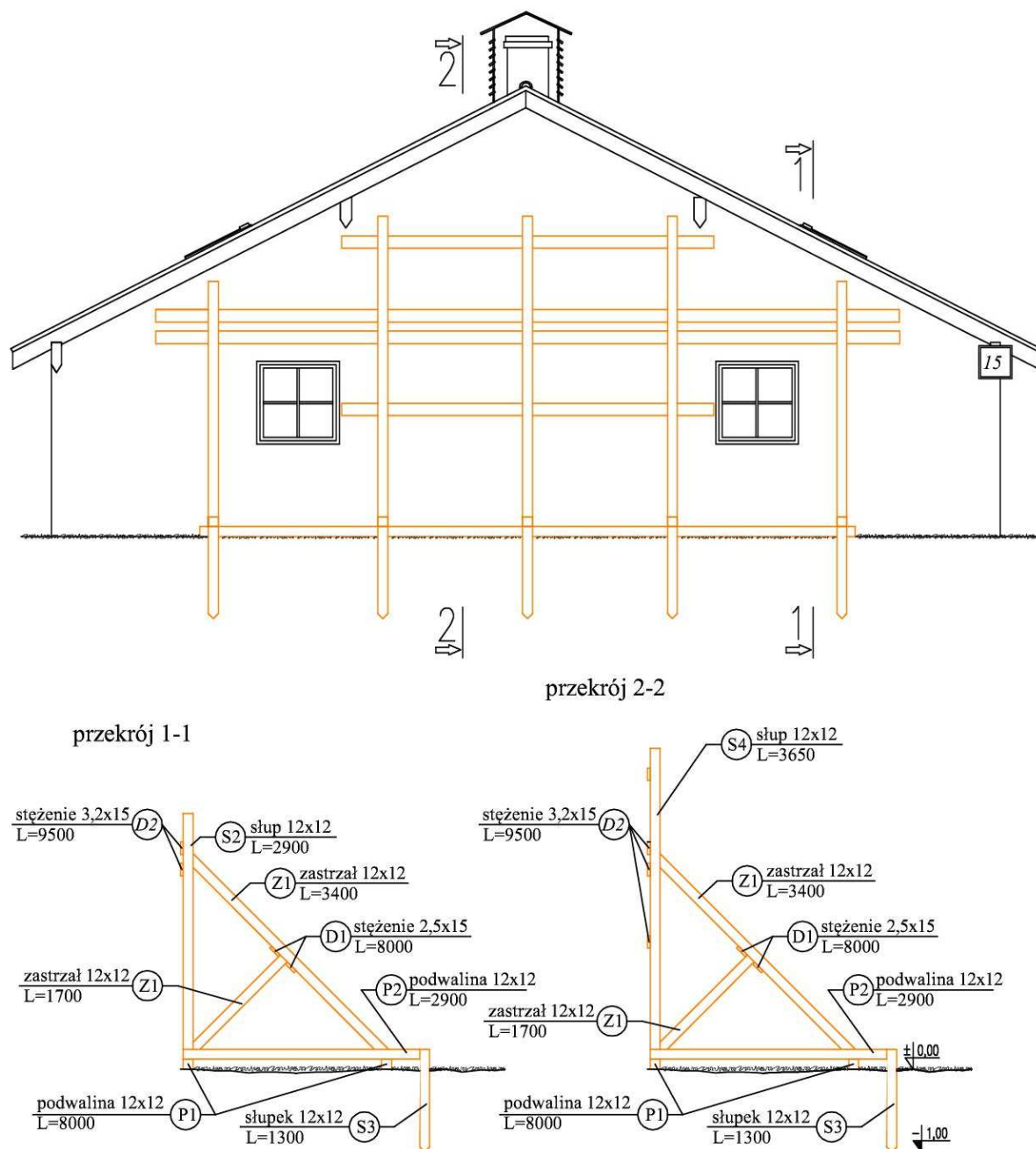
Rys. 7-15. Tymczasowe zabezpieczenie zdeformowanych ścian szczytowych zachodniej w baraku B-124



Rys. 7-16. Tymczasowe zabezpieczenie wychylonych zewnętrznych ścian podłużnych: a) barak B-74, b) barak B-137



Rys. 7-17. Tymczasowa drewniana zapora zabezpieczająca ścianę szczytową



Rys. 7-18. Tymczasowa drewniana zapora zabezpieczająca ścianę szczytową

Znacznych odkształceń doznawały nie tylko ściany zewnętrzne, na które oddziaływało obciążenie przekazywane z dachu, ale także ściany wewnętrzne. W konsekwencji tych odkształceń dochodziło do lokalnej utraty stateczności, głównie przez ściany działowe. Bezpośrednią przyczyną tych awarii było zbyt płytkie, podatne posadowienie ścian i wysadziny mrozowe (rys. 7-19a) oraz brak podparcia swobodnych krawędzi ścian działowych (rys. 7-19b). Pośrednią przyczyną tych uszkodzeń był oczywiście niejednorodny materiał ścian pochodzący z rozbiórki oraz zmiany reologiczne zachodzące w materiale. Aby uniknąć awarii ścian wewnętrznych, również wewnątrz baraków wprowadzano drewniane podparcia (rys. 7-20). Podparcia takie przejmują poziome siły zapewniając stateczność zabytkowych ścian, lecz co

oczywiste nie zapobiegają powstawianiu pęknięć. Jednocześnie drewniane elementy wzmocnień były tak wbudowywane, aby nie naruszać struktury muru i tynku jeżeli występował na murze.



Rys. 7-19. Przykłady uszkodzeń ścian wewnętrznych w baraku B-124: a) utrata stateczności fragmentu ściany wskutek osiadania fundamentu, b) przemurowany fragment ściany działowej przy swobodnej, niepodpartej krawędzi



Rys. 7-20. Zabezpieczenie spękanych, niestabilnych wewnętrznych ścian tymczasowymi drewnianymi konstrukcjami – odcinek BIb, barak B-115

W okresach remontów w latach 60. i 80. a nawet pod koniec ubiegłego stulecia fragmenty ścian, które uległy destrukcji były przemurowywane. W 1997 r. odnotowywano pierwsze próby ratowania oryginalnych ścian przez wprowadzanie do nich zbrojenia, głównie w miejscach połączeń ścian szczytowych z podłużnymi (rys. 7-21a) oraz w ścianach działowych rejonie górnej swobodnej krawędzi (rys. 7-21b). Prace te prowadzono w baraku B-71 tzw. „dziecięcym”.

a)



b)



Państwowe Muzeum Oświęcim - Brzezinka - Brzezinka -
barak nr 13 - "Dziecięcy" - wnętrze - ubikacje - na-
rożnik pdn-zach - zdjęcie w czasie konserwacji po
założeniu konstrukcji wzmacniającej ściany - 1997.

Rys. 7-21. Wprowadzanie do spoin zbrojenia w postaci prętów żebrowanych na przykładzie baraku B-71: a) naroże ścian - połączenie ściany szczytowej ze ścianą wewnętrzną, b) pręty ścianie działowej w rejonie górnej krawędzi, [5]

Uszkodzenia ścian, które występowały w latach 1947-2015 były najbardziej widocznymi uszkodzeniami ze wszystkich, które opisano w niniejszej rozprawie. Konsekwencją rozwoju tych uszkodzeń były w pierwszym okresie istnienia Muzeum, do lat 60. XX w., rzeczywiste awarie ścian. W okresie późniejszym awariom zapobiegano przez wbudowywanie wewnątrz oraz na zewnątrz baraków podpór ścian. Przeprowadzona w rozprawie kompleksowa analiza wszystkich elementów baraków wskazuje, że przyczyna uszkodzeń ścian nie tkwi tylko w samych rozwiązaniach konstrukcyjnych ścian. Istnieje silne sprzężenie między rozwianiami konstrukcyjnymi fundamentów, dachu, a nawet posadzek, a obserwowanymi uszkodzeniami i awariami ścian.

W odniesieniu do wpływu fundamentów na uszkodzenia ścian można stwierdzić, że zbyt płytkie posadowienie wpływa na występowanie wysadzin mrozowych zarówno ścian zewnętrznych jak i wewnętrznych. Ponadto płytkie posadowienie smukłych ścian sprawia, że układ jest podatny na odkształcenia drugiego rzędu, rozumiane tu jako obrót podparcia w fundamencie ścian wywołany obciążeniem pionowym. Rozwiązanie posadzek wewnątrz baraków oraz terenu na zewnątrz w bezpośrednim sąsiedztwie baraku wpływa na migrację wilgoci do ścian i destrukcję materiału poddanego cyklowi zamrażania. Utrzymywanie wilgoci w ścianach wpływa na przyspieszoną korozję biologiczną ścian. W odniesieniu do konstrukcji dachu wykazano występowanie dwóch mechanizmów wpływających na uszkodzenia ścian. Pierwszym są odkształcenia kleszczy, które powodują przekazywanie sił poziomych na murlaty i wychylenie ścian podłużnych i odrywanie tych ścian od wewnętrznych

ścian poprzecznych. Z kolei ugięcia płatwi powodują przeniesienie większych sił na miecze. W przypadku skrajnych przęseł płatwi poziome siły z mieczy przekazywane są na ściany szczytowe, które doznają ogromnych odkształceń i następuje ich oderwanie od ścian podłużnych. Ponieważ ściany szczytowe przenoszą także obciążenia pionowe to zostaje przekroczone obciążenie krytyczne i tracą one stateczność. Bardzo istotny wpływ na stan ścian ma także pokrycie dachu. Przeciekanie wody do wnętrza baraku powoduje bezpośrednie zamakanie ścian (woda spadająca z dachu) oraz zaniżanie parametrów mechanicznych nawadnianego podłoża płytko posadowionych ścian. W konsekwencji wewnątrz nieogrzewanych baraków obserwuje się wysadziny mrozowe.

Problem uszkodzonych ścian w murowanych barakach jest więc złożony. Jego przyczyna tkwi nie tylko w fakcie, że ściany są cienkie i wykonane z materiału rozbiórkowego cechującego się złą jakością. Istotne jest podsumowany powyżej wpływ fundamentów, posadzek i konstrukcji dachu. Ponadto na intensywność obserwowanych uszkodzeń ma także sposób prowadzenia remontów w latach 1947-2015. Do problemu należy więc podejść kompleksowo, stąd wieloletnie starania doprowadziły do wdrożenia Generalnego Planu Konserwacji (GPK).

7.5 Wdrożenie kompleksowej konserwacji w zakresie ścian

7.5.1 Informacje podstawowe

Złożoność czynników wpływających na stan ścian murowanych sprawił, że niezbędne było podjęcie kompleksowej konserwacji baraków. Wynikało to z konieczności przeprowadzenia konserwacji ścian baraków, ale także usunięcia przyczyn wywołujących te uszkodzenia. Istotnymi częściami tej kompleksowej konserwacji w odniesieniu do ścian są wdrożenia zrealizowane w ramach niniejszego doktoratu. Wdrożenia te obejmują stabilizację ścian baraków przez konstrukcje wbudowane na zewnątrz ścian, stabilizację ścian baraków przez elementy wbudowane wewnątrz baraków oraz rektyfikacja ścian. Kolejność działań przy naprawie ścian murowanych została wypunktowana poniżej.

- 1) Zabezpieczenie baraku na czas prowadzenia robót budowlano-konserwatorskich przez wzniesie nad barakiem hali namiotowej (przykład takich hal namiotowych przedstawiono na rysunkach 2-7 i 2-8) oraz przez dodatkowe tymczasowe podparcia ścian (podparcia analogiczne do przedstawionych na rysunku 7-19).
- 2) Odciążenie ścian przez demontaż poszycia dachowego (dachówka), elementów wyposażenia dachu (świetliki, wywietrzniki) oraz wszystkich elementów więźby dachowej włącznie z murlatami i drewnianymi słupami.
- 3) Uzupełnienie brakujących cegieł w murach oraz wymiana uszkodzonych cegieł w zakresie niezbędnym wynikającym z warunków zachowania stateczności konstrukcji.
- 4) Naprawa historycznych fundamentów przez ich podbicie i ujednolicenie do jednego poziomu posadowienia wynoszącego -1,15 m oraz wykonanie izolacji (wdrożenia opisane w rozdziale 4.5).
- 5) Rektyfikacja ścian baraków oraz i ich stabilizacja (wdrożenia przedstawione w punkcie 7.5.3).
- 6) Zabiegi konserwacyjne wykonywane przez zespół konserwatorów zabytków
- 7) Montaż konstrukcji więźby dachowej, montaż poszycia dachowego oraz doprowadzenie do częściowego obciążenia ścian (wdrożenie opisane w rozdziale 6.5).

7.5.2 Stabilizacja ścian przez konstrukcje wbudowane na zewnątrz ścian

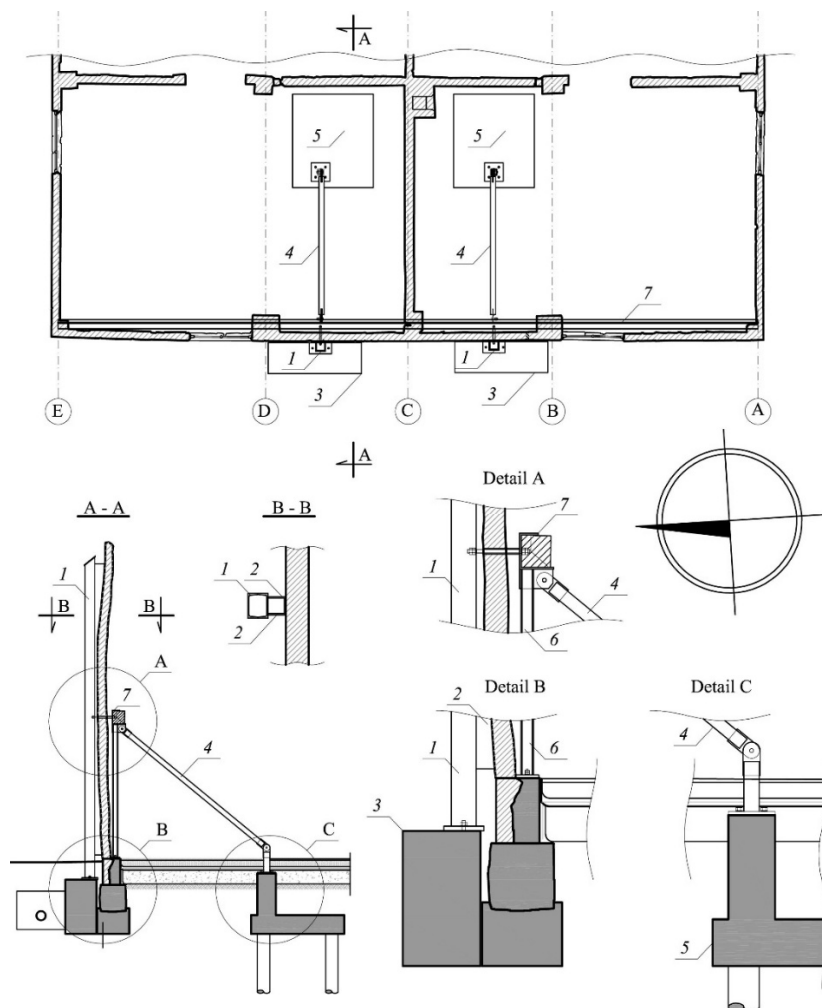
W odniesieniu do ścian znacznie odkształconych przyjęto, że będą one rektyfikowane. W części przypadków takie podejście nie było jednak możliwe ze względu na bezcenne tynki i nawarstwienia malarskie pokrywające ściany. W przypadku tych ścian zdecydowano, że zostaną one podparte. Taka sytuacja wystąpiła w przypadku zachodniej ściany szczytowej baraku o nr inw. B-123. Zrezygnowano z mechanicznego usunięcia krzywizny ściany (rektyfikacji), gdyż wiązało się z nim ryzyko znacznego uszkodzenia historycznych tynków i nawarstwień malarskich [109].

W okresie funkcjonowania obozu w pomieszczeniach przylegających do zachodniej ściany szczytowej znajdowały się pomieszczenia sanitarne. Na tej ścianie oraz na przylegających do niej fragmentach ścian podłużnych A, C, E (rys. 7-22) znajdują się oryginalne tynki, które należało zachować w możliwie niezmienionym stanie. Celem prac remontowych było wzmocnienie konstrukcji w taki sposób, aby elementy wzmocnień w możliwie najmniejszym stopniu ingerowały w istniejące oryginalne mury i tynki. Zdecydowano się zatem na wzmocnienie istniejących ścian przez ich podparcie (rys. 7-22) z równoczesnym wprowadzaniem do spoin wspornych zbrojenia w minimalnym możliwym zakresie, przewidując je tylko w zewnętrznej części murów, co pozwoliło na ochronę historycznych tynków we wnętrzu.

Założono, że na zewnątrz ściany zabudowane zostaną stalowe elementy podtrzymujące, biegnące w kierunku pionowym (1 na rys. 7-2). Ich zadaniem było ograniczenie pogłębiania się odkształceń ściany, ujawniających się w postaci charakterystycznego wygięcia w kierunku poziomym. Ze względu na fakt, że ściana jest silnie odkształcona przyjęto, że do profili walcowanych zostaną przyspawane blachy (2), których kształt odpowiada linii odkształcenia ściany. Reakcja pionowa elementów (1) przekazywana jest na żelbetowy fundament (3) wykonany bezpośrednio przy ścianie na zewnątrz obiektu. Element (1) został połączony z rozciąganiem zastrzałem (4), którego zadaniem jest zmniejszenie rozpiętości stalowego elementu podpierającego ścianę. Zastrzał został zamocowany do fundamentu (5) wykonanego w środku baraku. W skład prezentowanego układu wchodzi także słupki (6) zwiększające sztywność konstrukcji oraz stalowa belka (7). Belka ta pełni funkcję wieńca ściany oraz wzmacnia drewnianą belkę tramową.

W celu oszacowania wartości obciążenia działającego na stalowe elementy podtrzymujące ścianę (1 rys. 5) przyjęto następujący sposób analizy. Założono, że mimośrodowo przyłożone obciążenie pionowe, obciążenie poziome oraz istniejąca imperfekcja ściany w postaci charakterystycznego wygięcia, w kolejnych latach eksploatacji baraku będą dążyły do pogłębienia odkształcenia ściany. Przyjęto, że to odkształcenie ujawni się w postaci wirtualnego zwiększenia strzałki wygięcia ściany w połowie jej długości o kolejne $u_{\max} = 100$ mm. Wzmocnienie powinno zatem przejść poziomą reakcję q_{sup} wynikającą z takiego przyrostu strzałki wygięcia. W celu wyznaczenia tej reakcji zbudowano model numeryczny ściany poprzecznej. Liniowe podpory tego modelu odpowiadają oparciu ściany na fundamencie (1 na rys. 7-23a) oraz oparciu, jakie zapewnią ściany w osiach A i E (2 rys. 7-23a). Z kolei podpory punktowe odpowiadają parciu w kierunku poziomym jakie zapewniają elementy konstrukcji dachu (płatwie w osiach B, D i deska kalenicowa w osi C – 3 na rys. 7-23a). Przyjęto ponadto, że moduł sprężystości ściany wykonanej ze słabej jakości cegły i zaprawy jest równy 1 GPa. W związku z tym do modelu przyłożono zastępcze, równomierne powierzchniowe obciążenie

q_{eq} (rys. 7-23a). Wartość tego obciążenia zwiększano do uzyskania maksymalnego przemieszczenia ściany w kierunku poziomym wynoszącego $u_{max} = 100$ mm (rys. 7-23b). Otrzymane w ten sposób obciążenie zastępcze $q_{eq} = 8,71$ kN/m² odpowiada oddziaływaniu wszystkich sił i zjawisk wywołujących deformację ścian. W szczególności odpowiada ono występowaniu: poziomego obciążenia przekazywanego przez miecze więźby dachowej, efektów drugiego rzędu wywołanych mimośrodowym obciążeniem ściany przez elementy konstrukcji dachu oraz imperfekcjom geometrycznym i materiałowym samej ściany.

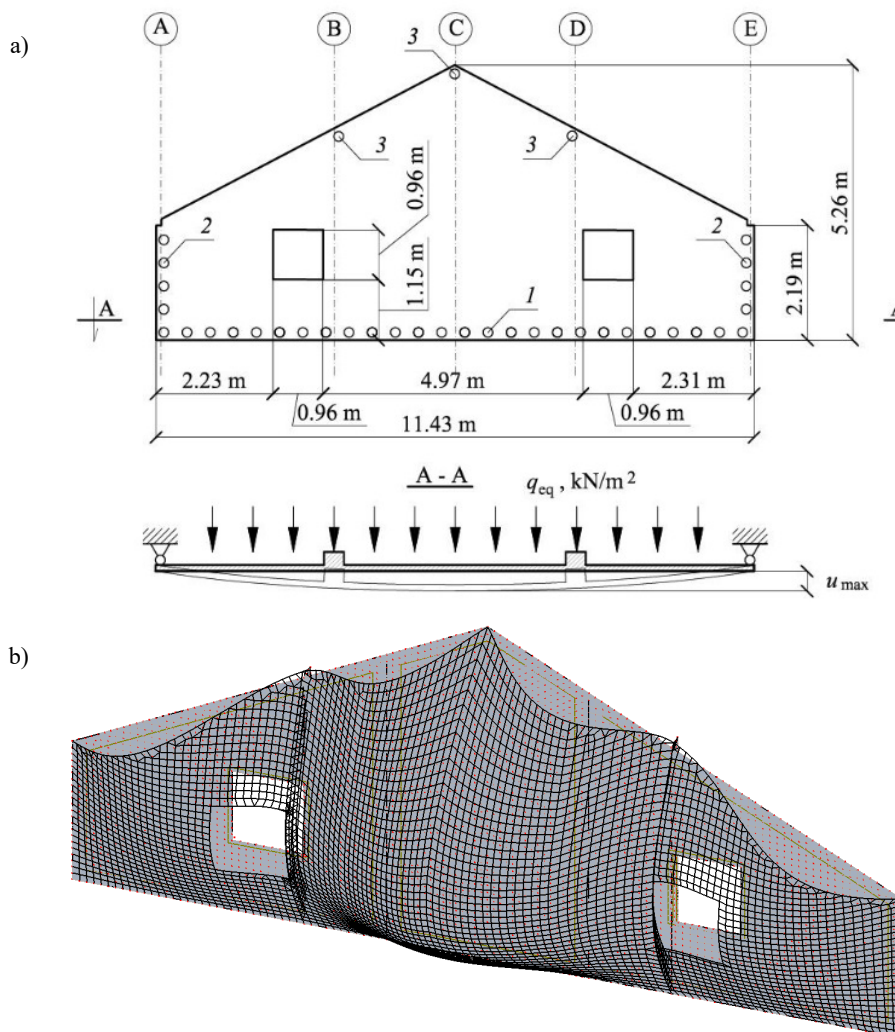


Rys. 7-22. Konstrukcja podparcia wschodniej ściany szczytowej [109]: 1 – element stalowy podpierający ścianę, 2 – blachy o kształcie dostosowanym do profilu wycięcia ściany, 3 – fundament żelbetowy na zewnątrz baraku, 4 – rozciągany zastrzał, 5 – fundament żelbetowy wewnątrz baraku, 6 – stalowy słupek, 7 – stalowa belka

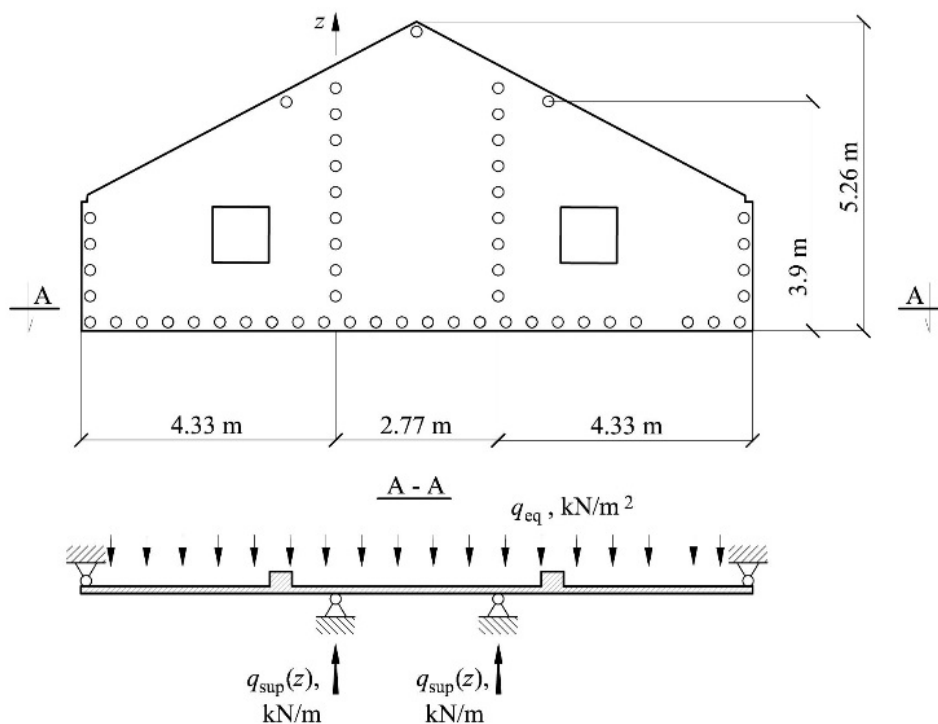
Wyznaczone w ten sposób obciążenie q_{eq} zostało przyłożone do modelu wzmocnionej ściany (rys. 7-24). W modelu tym uwzględniono występowanie dodatkowych podpór, które stanowią stalowe profile. Reakcja q_{sup} przejmowana przez te podpory zależy od współrzędnej z i zmienia się od -5.10 kN/m do 36.24 kN (rys. 7-25a). Wartość średnia tej reakcji $q_{sup,m}$, rozumiana jako

całka z $q_{\text{sup}}(z)$ podzielona przez długość podpory, wynosi 32.63 kN/m (rys. 7-25b). Ta wartość obciążenia była podstawą do wymiarowania elementów konstrukcji wzmocnienia (rys. 7-25c).

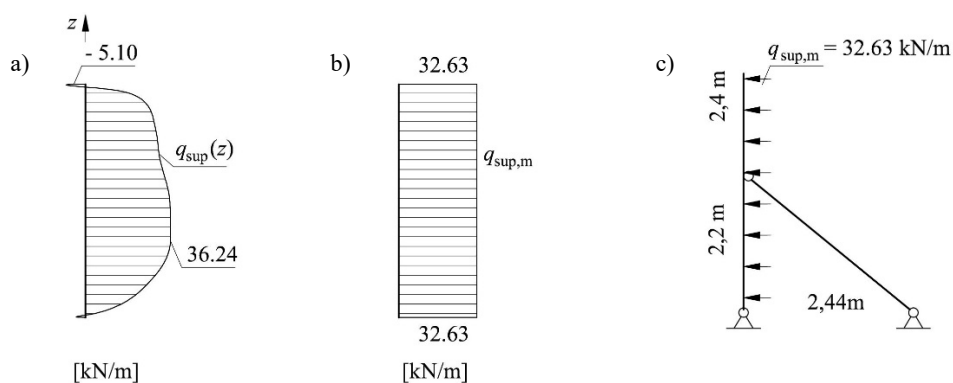
Zrealizowane w ten sposób podparcie ściany za pomocą konstrukcji wbudowanej w brak przedstawiono na rysunku 7-26.



Rys. 7-23. Wyznaczanie zastępczego poziomego obciążenia q_{eq} wywołującego poziome przemieszczenie u_{max} ściany [109]: a) schemat ściany, b) odkształcenie modelu odpowiadające przemieszczeniu $u_{\text{max}} = 100$ mm.



Rys. 7-24. Schemat przyjęty do wyznaczania obciążenia q_{sup} stalowych elementów podpierających ściany [109]

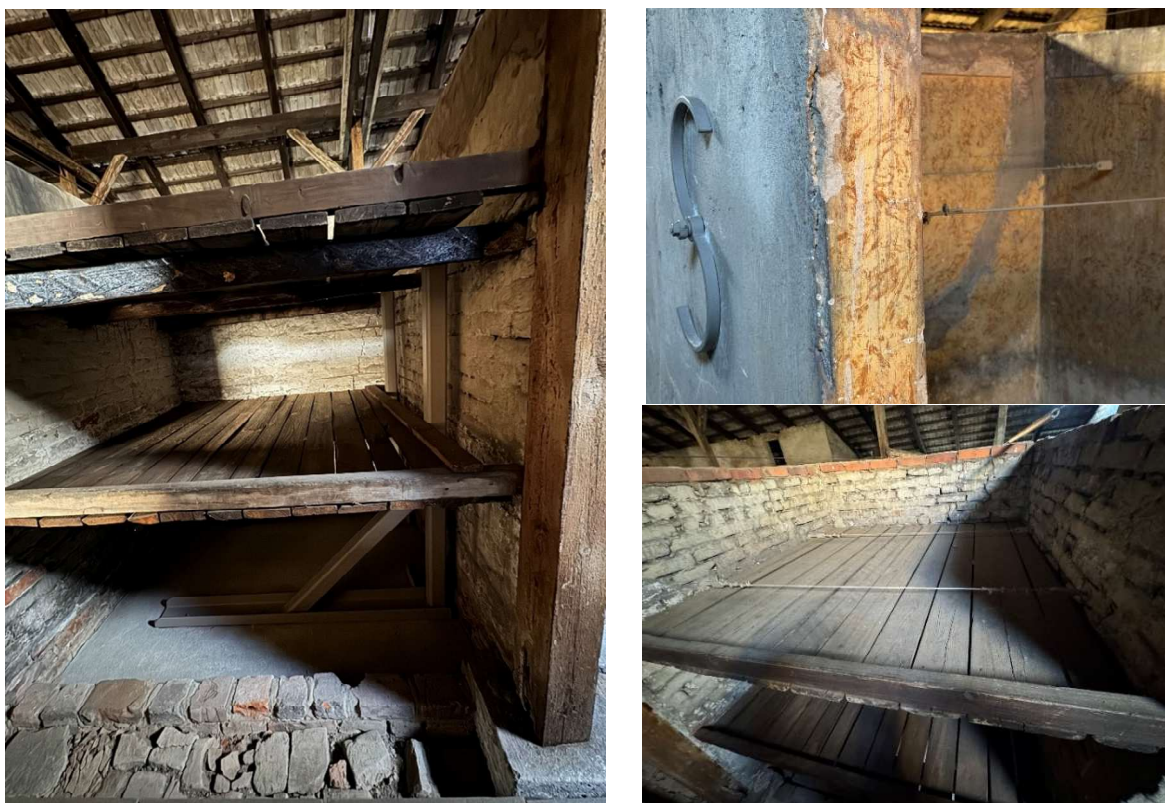


Rys. 7-25. a) rozkład obciążenia q_{sup} , b) wartość średnia $q_{\text{sup,m}}$ obciążenia q_{sup} , c) schemat przyjęty do wymiarowania elementów wzmocnienia [109]



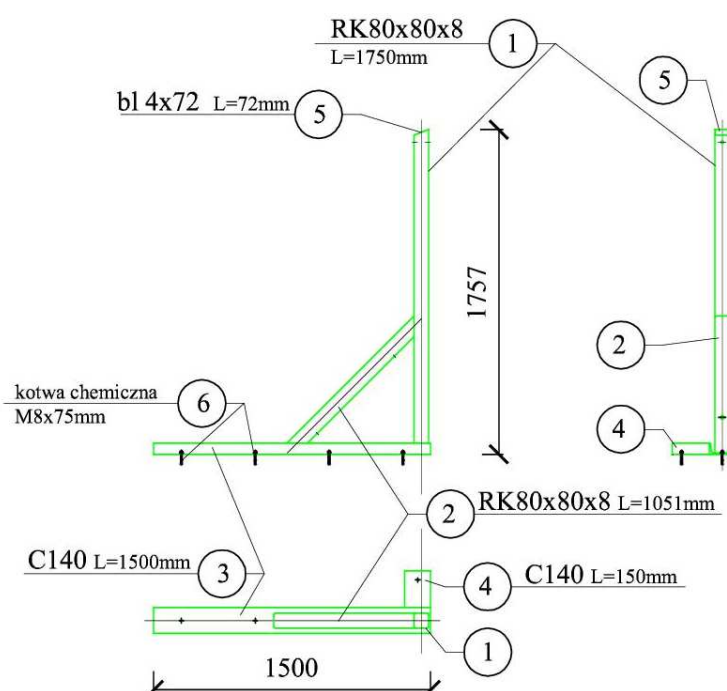
Rys. 7-26. Stabilizacja ściany szczytowej zachodniej w baraku B-123, odcinek B1b,
a) widok wzmocnienia od zewnątrz, b) widok wzmocnienia wewnątrz)

Innym przykładem wdrożonej stabilizacji ściany jest wewnętrzna ściana działowa znajdująca się w baraku B-124. Również w tym przypadku ze względu na oryginalne tynki ułożone na ścianach działowych zdecydowano o stabilizacji tych ścian za pomocą stalowych kształtowników połączonych w ramę. Konstrukcja stalowa jest zamocowana przez posadzkę techniczną do podłoża za pomocą kotwy chemicznej nr 6 wg rysunku 7-28. Rama W1 stanowi sztywny element oporowy do którego zamocowane jest element CS1 (stalowa lina z możliwością regulacji jej długości śrubą rzymską) (rys. 7-29). Z drugiej strony liny zamocowany jest element S1 (w kształcie litery S jak na rysunku 7-27 c). Element W1 (koziół oporowy), element W1 (ciągno), element S1 tworzą zabezpieczenie dzięki któremu ściana działowa w osi 7.1 (rys. 7-29) jest stabilna. Rozwiązanie to w minimalnym stopniu ingeruje w substancję zabytkową (ściana jest bezpieczna).

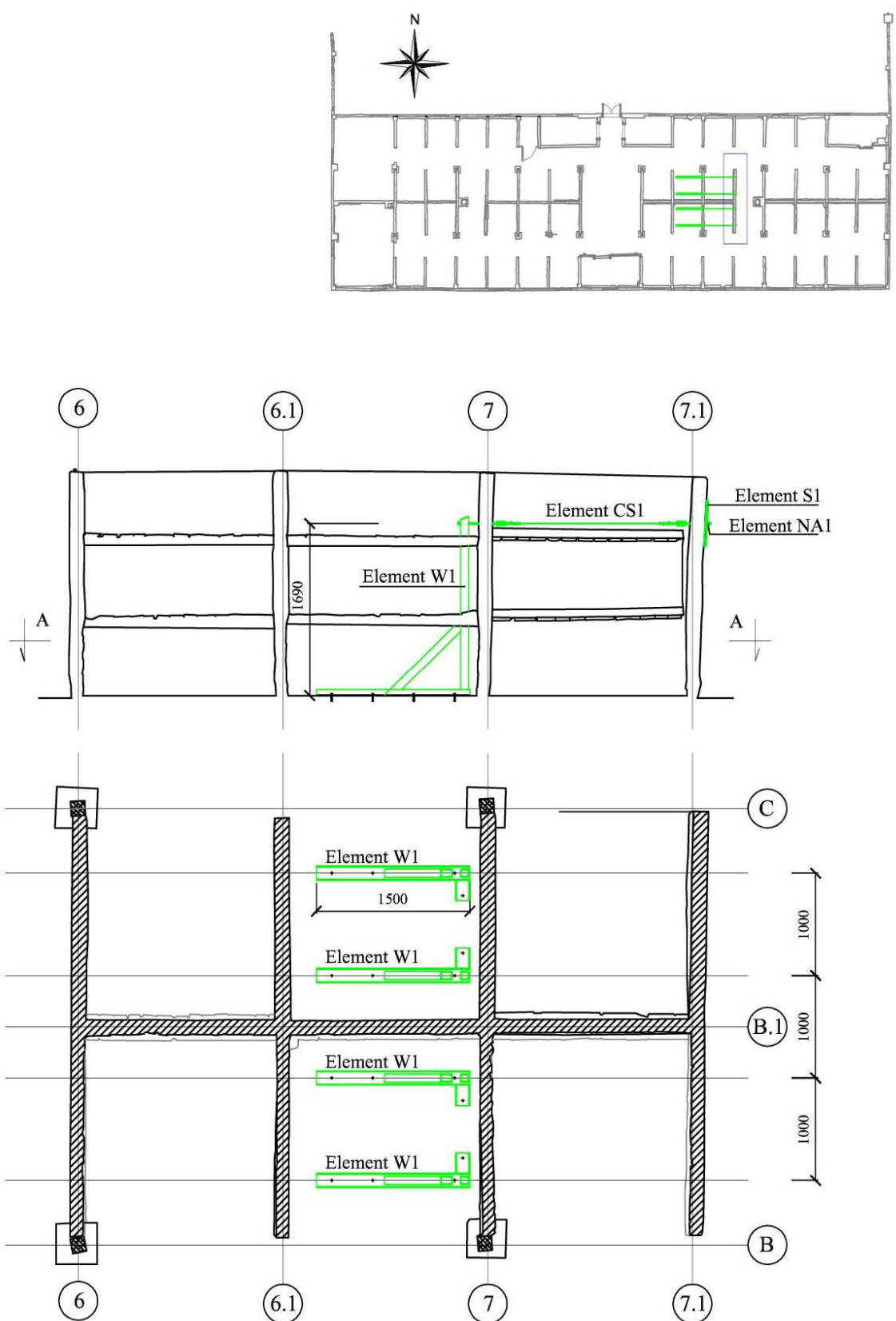


Rys. 7-27. Zamocowanie ściany w osiach B-C/7.1 Barak B-124 a) element W1, b) element S1, c) element CS1

Element W1

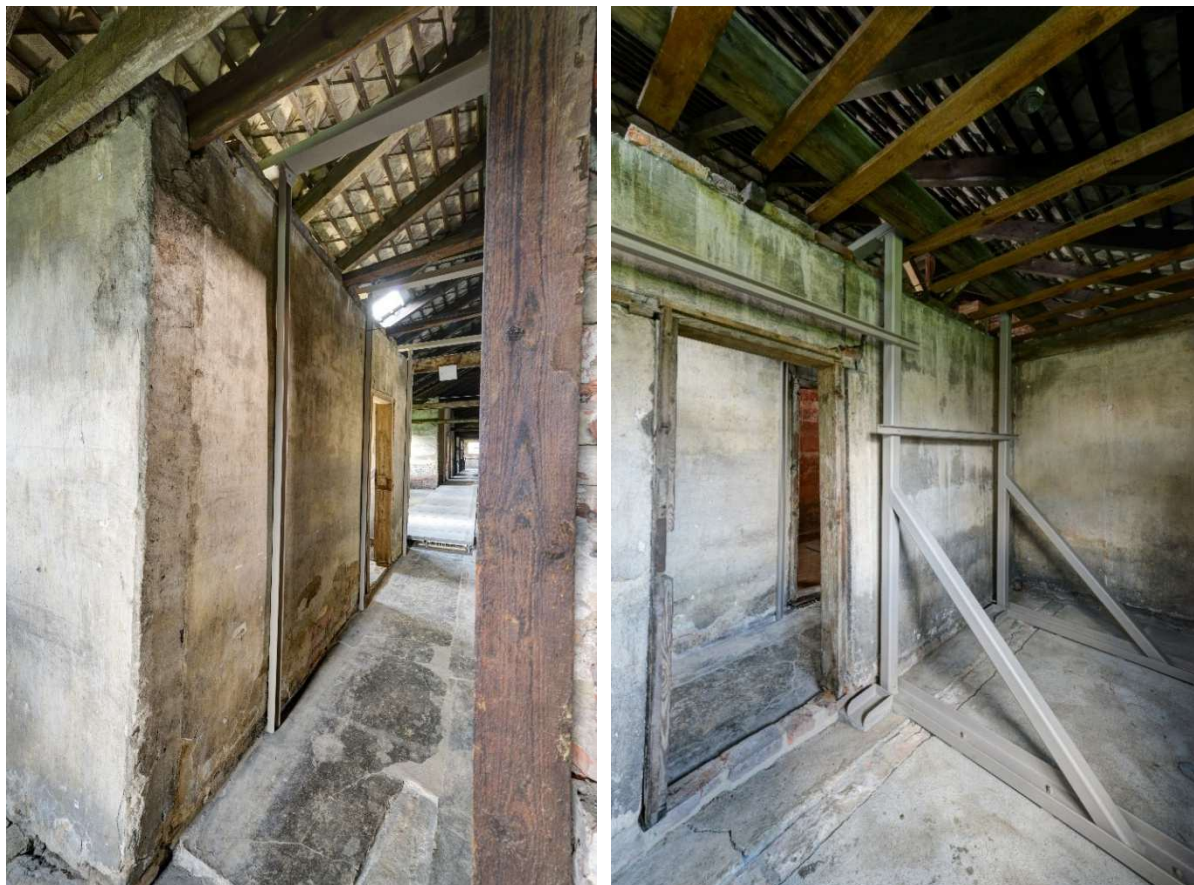


Rys. 7-28. Element W1, zamocowanie ściany w osiach B-C/7.1 Barak B-124



Rys. 7-29. Zamocowanie ściany w osiach B-C/7.1 Barak B-124

Kolejnym przykładem stabilizacji ścian wewnętrznych są ściany w baraku B-123. Do zabezpieczenia tych ścian przyjęto podobną zasadę jak w przykładzie powyżej. Wykorzystano stalowe kozły oporowe przymocowane do podłoża przez posadzkę techniczną. Stalowe kozły zlokalizowane są w strefie niewidocznej dla zwiedzających (rys. 7-30 b). W taki sam sposób zabezpieczona została ściana naprzeciw (rys. 7-31 b). Dodatkowo stalowe kozły od góry połączone zostały stalowym ceownikiem usztywniającym i stabilizującym całą konstrukcję.



Rys. 7-30. B-123, zabezpieczenie ścian działowych wtórną stalową konstrukcją widok na korytarz, b) stalowe kozły oporowe widok od środka pomieszczenia

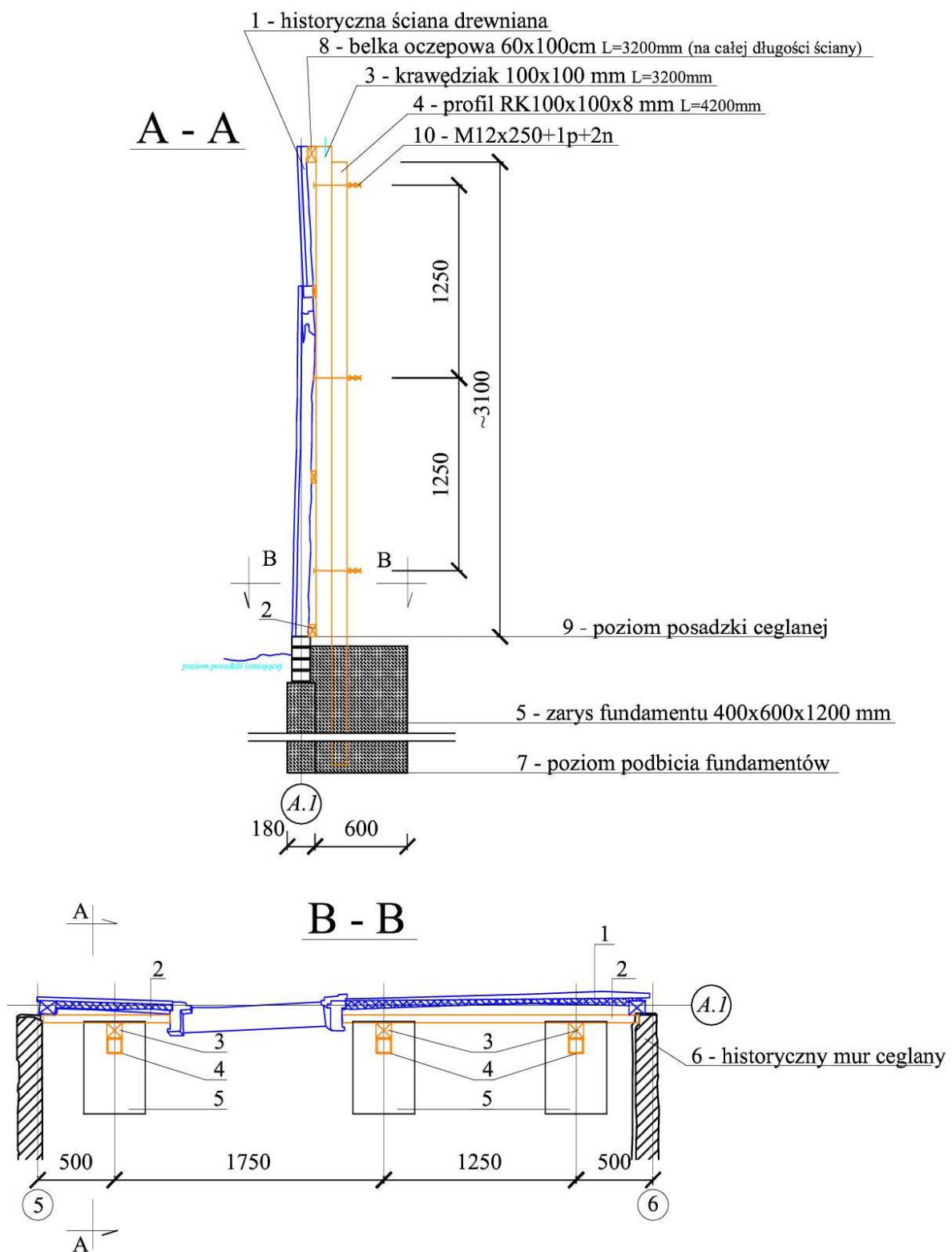


Rys. 7-31. B-123, zabezpieczenie ścian działowych

Czwartym przykładem stabilizacji ściany wewnętrznej jest drewniana ściana znajdująca się w osi A.1, między osiami 5 i 6 w baraku B-124 (rys. 7-33). Elementami stabilizującymi są trzy drewniane krawędziaki (3) przymocowane prętami gwintowanymi (10) do stalowych profili (4) które utwierdzone są w betonowych fundamentach (5) co pokazane jest na rysunku 7-33. Drewniana ścianka posadowiona jest na historycznym ceglanym fundamencie (który został podbity przy pracach fundamentowych prowadzonych w baraku) Do wtórnej stabilizującej w pozycji pionowej konstrukcji historyczna oryginalna ściana przymocowana jest wkrętami. Rozwiązanie to pozwoliło na rezygnację z drewnianych kozłów oporowych które doraźnie zabezpieczały ścianę przed przewróceniem. Przyjęta metoda zabezpieczenia w minimalnym lecz niezbędnym stopniu ingeruje w historyczną materię i bardzo dobrze wpisuje się w założenia konserwatorskie [M30].



Rys. 7-32. Barak B-124, a) montaż stalowych elementów nośnych dla drewnianej ścianki,
b) ścianka po montażu



Rys. 7-33. podparcie ścianki drewnianej w osiach 5-6/A.1 Barak B-124

7.5.3 Rektyfikacja ścian

W trakcie realizacji niniejszego doktoratu wdrożono rektyfikację dwóch silnie odkształconych ścian szczytowych baraków murowanych znajdujących się na odcinku BI. Pierwsze wdrożenie zrealizowano w baraku B-138 w odniesieniu do zachodniej ściany szczytowej. Drugie wdrożenie dotyczy wschodniej ściany szczytowej baraku B-115. W niniejszym podrozdziale przedstawiono także realizację rektyfikacji odchylonej od pionu ściany podłużnej ściany północnej znajdującej się w baraku B-138.

Rektyfikacja polega na wymuszaniu przemieszczeń ściany w kierunku poziomym przez oddziaływanie na nią siłami poziomymi. Siły te równoważone są przez konstrukcję oporową wbudowaną na zewnątrz ściany oraz wewnątrz baraku [110].

Konstrukcję oporową na zewnątrz baraku tworzą ramy oporowe zakotwione do podłoża, poziome belki biegnące równolegle do ściany i mocowane do ram oporowych oraz stężenia. Konstrukcję oporową wewnątrz baraku stanowi rusztowanie podparte zastrzałami. Siły poziome oddziałujące na ścianę są wywoływane podnośnikami śrubowymi. Podnośniki, które są zamocowane do belek poziomych przekazują obciążenie na ścianę.

Reakcja rektyfikowanej ściany na to obciążenie jest następująca. Siły działające na ścianę doprowadzają do wydzielenia się płatów ścian i ich wzajemnych względnych obrotów. Obroty te następują w spoinach poziomych (wspornych) pokrywających się z liniami wbudowania podnośników. Rektyfikacja polega na takim wymuszaniu przemieszczeń ściany w danych liniach, aby powróciła ona dożądanego pionowego położenia. W trakcie rektyfikacji zmiane ulega schemat statyczny ściany, czego objawem jest zmiana szerokości spoin poziomych.

Zmiana szerokości spoin jest akceptowalnym efektem procesu rektyfikacji i jest łatwa do naprawienia podczas dalszego remontu baraku. Niepożądanym efektem jest natomiast pojawienie się innych uszkodzeń rektyfikowanej ściany takich jak pęknięcia cegieł, czy rozejścia się muru w spoinach czołowych.

Po przeprowadzonej rektyfikacji spoiny wsporne, które znacznie zmieniły swoją szerokość, są wymieniane, a sama ściana jest kotwiona za pomocą zbrojenia wbudowanego w spoiny wsporne, do ścian podłużnych i ewentualnie do dodatkowych pilastrów.

Podstawą prowadzenia rektyfikacji ścian szczytowych były analizy, badania laboratoryjne i obliczenia numeryczne przedstawione w rozdziale 8. Ze względu na wdrożeniowy charakter niniejszej rozprawy, w odniesieniu do rektyfikacji najpierw została przedstawiona część wdrożeniowa, a następnie część badawcza. W związku z tym poniżej udokumentowano prace wdrożeniowe w barakach B-138 i B-115. Ponadto przedstawiono przywracanie do pionu podłużnej ściany północnej znajdującej się w baraku B-123. Prace badawcze dotyczące rektyfikacji zrelacjonowano w rozdziałach 8 i 9 niniejszej rozprawy. Ściany szczytowe po przeprowadzonych rektyfikacjach były przykotwiane do ścian podłużnych oraz wtórnych elementów wbudowanych w barak. Ponadto ściany te były wzmacniane przez wprowadzenie w nie zbrojenia oraz częściową wymianę spoin. Zagadnienia te zostały opisane w punkcie 7.5.4. Przed rektyfikacją odcinano ścianę demontując konstrukcję dachu (postępowanie z dachem przedstawiono w podrozdziale 6.5), zapewniano ścianie stabilne oparcie na fundamentach (przedstawione w podrozdziale 4.5), a po rektyfikacji redukowano obciążenie przekazywane na ścianę z więźby dachowej przez wbudowanie w barak konstrukcji stalowej obejmującej

częściowo obciążenie przekazywane z więźby (przedstawione w podrozdziale 6.5). Ponadto przy ścianie wykonywano drenaż oraz odtwarzano posadzki (podrozdział 5.5). Rektyfikacja ścian była zatem jednym z elementów wdrożeń przedstawionych w niniejszej rozprawie wdrożeniowej.

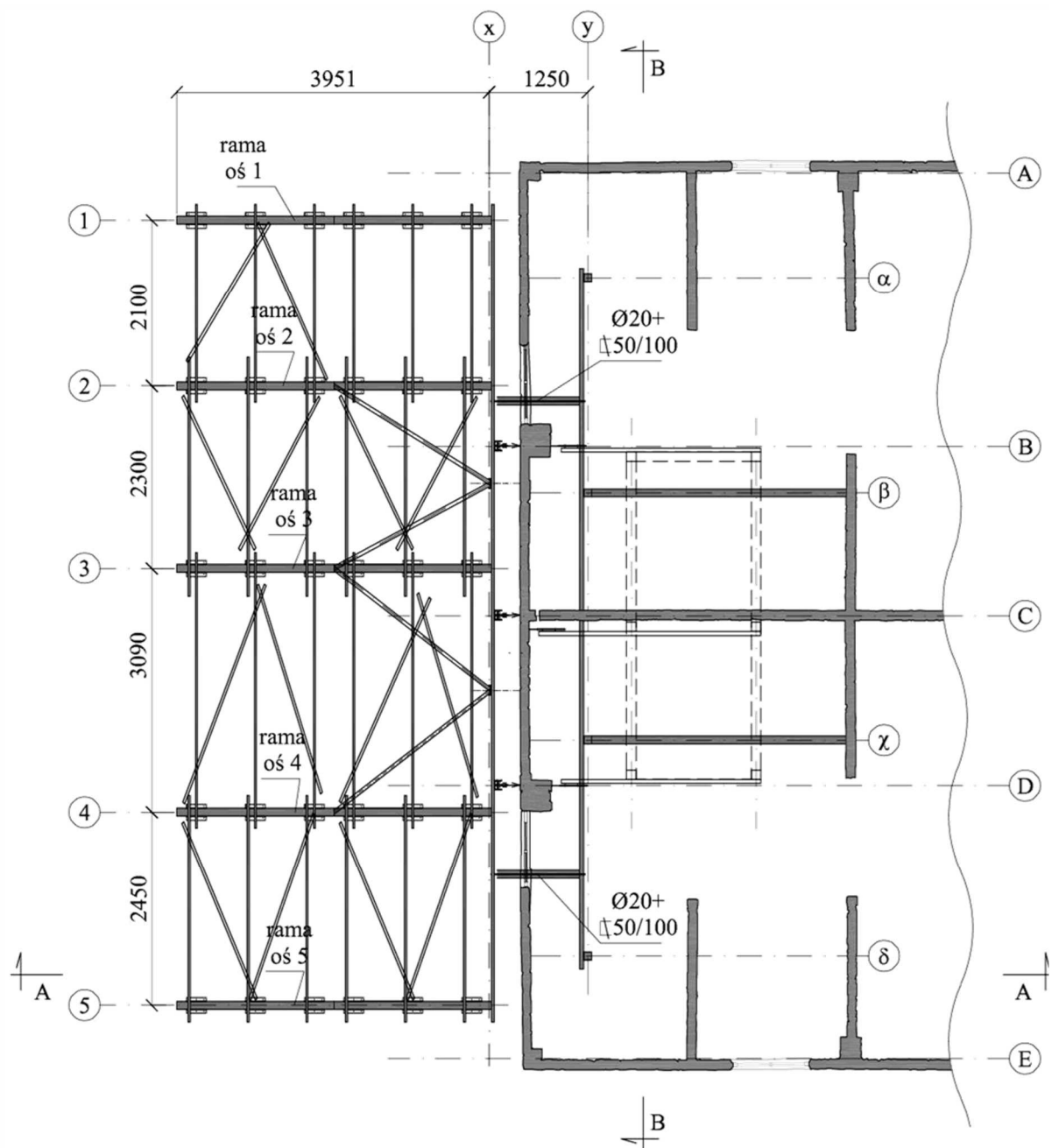
7.5.3.1 Rektyfikacja zachodniej ściany szczytowej baraku B-138

Konstrukcja oporowa wykonana na zewnątrz zachodniej ściany szczytowej baraku B-138 składa się z pięciu stalowych ram, znajdujących się w odległości od 2100 mm do 3090 mm względem siebie. Osie tych ram biegną w kierunku prostopadłym do rektyfikowanej ściany i oznaczono je numerami od 1 do 5 (rys. 7-34). Każda rama składa się z czterech modułów wykonanych z zamkniętych profili kwadratowych 80/80/2. Kształt każdego modułu jest trójkątem prostokątnym o długości boków 2000, 2500, 3202 mm, (rys. 7-35). Do każdej krawędzi modułu ram są przyspawane trzy odcinki kątowników 80/80/6 o długości 400 mm, a w nich wykonane po trzy otwory średnicy 11 mm. Przez te otwory były wprowadzane śruby M10 łączące moduły. Tak zbudowane ramy mocowano za pomocą śrub M10 do krawężników drogowych ułożonych na gruncie. Ponadto ramy były połączone za pomocą stężeń wykonanych z profili rurowych ϕ 45/2. Ramy znajdujące się w osiach 2, 3, 4 zostały w dwóch poziomach połączone skratowaniem wykonanym z drewnianych profili o przekroju 100/50 mm. W skład konstrukcji oporowej wchodziła także rama znajdująca się wewnątrz baraku, która ustawiona jest w osi y (rys. 7-36). Ramę tą tworzą cztery słupy wysokości 5000 mm, znajdujące się we wzajemnych odległościach od 2720 mm do 3130 mm, wykonane z zamkniętych profili 80/80/2. Położenie słupów definiują osie α , β , χ , δ (rys. 7-34). Słupy te zostały połączone profilami [120, których położenie przedstawiono na rysunku 7-36. Ponadto słupy znajdujące się w osiach β , χ zostały podparte przez zastrzały wykonane z drewnianych elementów o prostokątnym przekroju 50/100 (rys. 7-35). Ogólny widok konstrukcji oporowej obserwowanej na zewnątrz baraku przedstawiono na fotografii z rysunku 7-38. Tak zaprojektowana konstrukcja oporowa została dodatkowo rozbudowana o poprowadzone w osi x profile ceowe umożliwiające zamocowanie siłowników śrubowych.

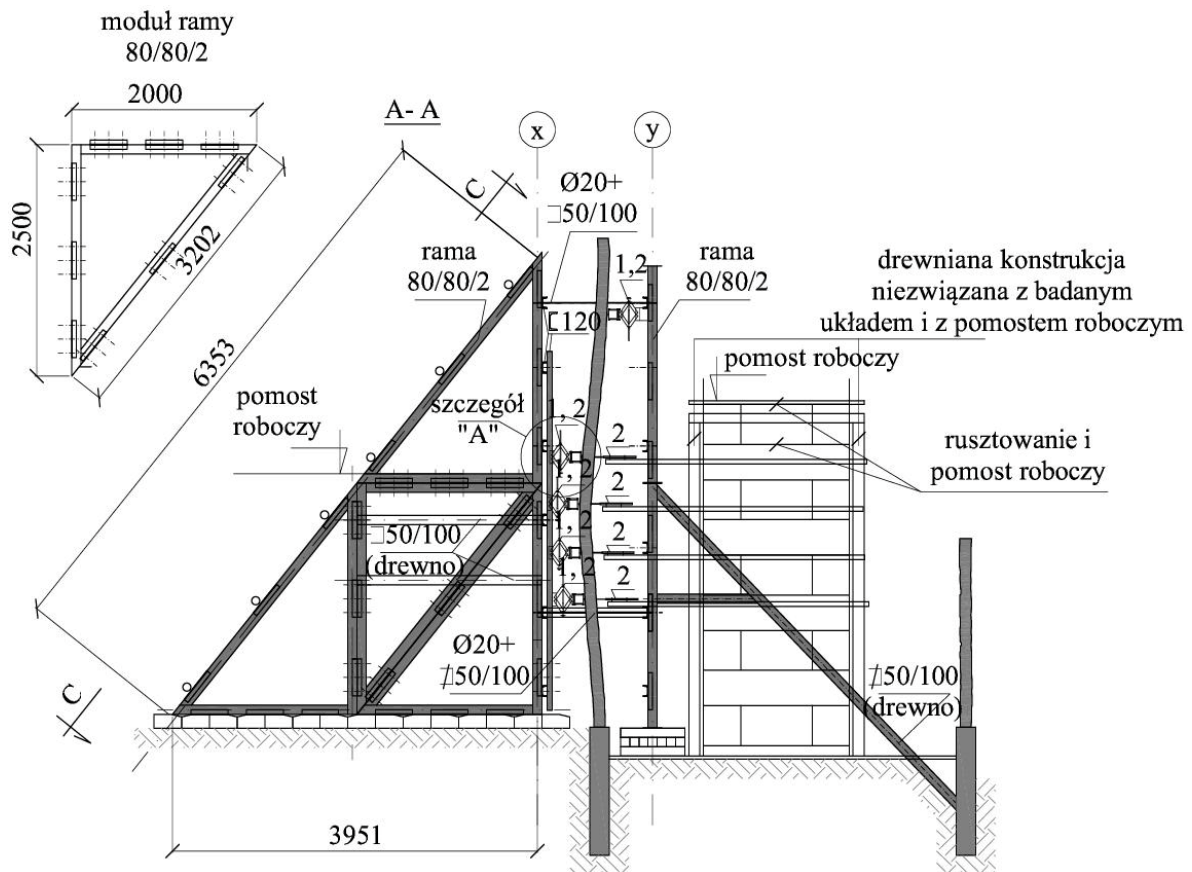
Na konstrukcji oporowej znajdującej się na zewnątrz baraku w poziomie 2,5 m wykonano poziom roboczy. Ponadto wykonano także pomost roboczy wewnątrz baraku w poziomie ok. 3,84 m. Pomost ten jest ustawiony na niezależnym rusztowaniu „warszawskim”.

Wewnątrz baraku została wykonana drewniana konstrukcja z elementów o przekroju 50/100 niezwiązana z badanym układem i z pomostem roboczym. Tworzą ją cztery słupy drewniane i rygle połączone mieczami i zastrzałami. Konstrukcja ta, jako związania jedynie z podłożem jest stałym, nie doznającym przemieszczeń jest układem odniesienia. Służyła ona jedynie do zamontowania czujników mierzących przemieszczenia ściany (przemieszczenia u_{wall}).

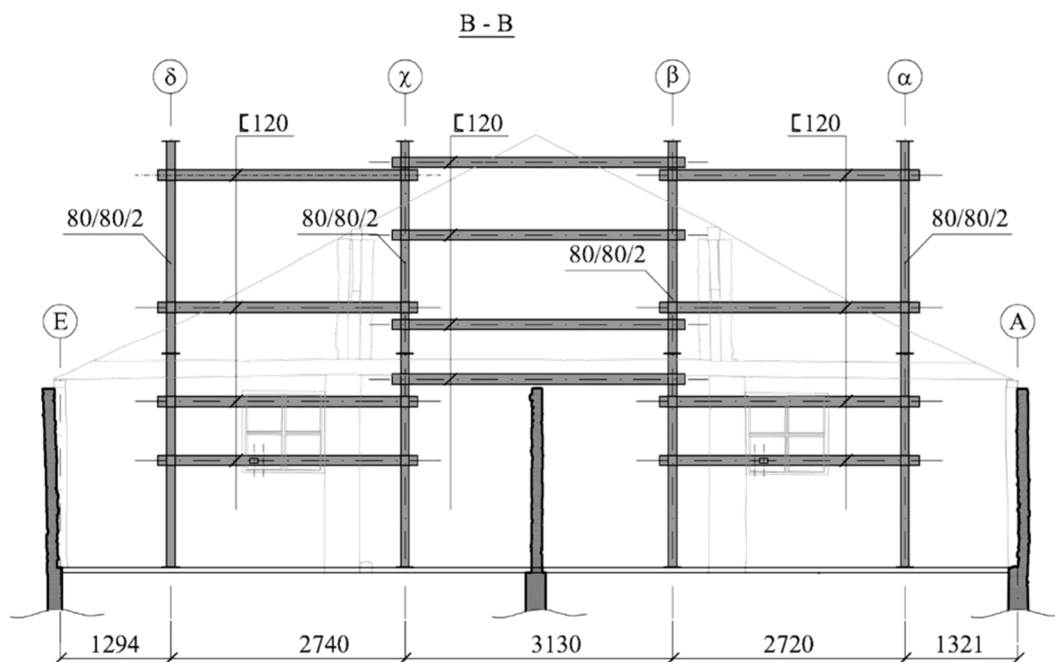
W trakcie rektyfikacji prowadzono pomiary sił i przemieszczeń, które zostały opisane w rozdziale 9.



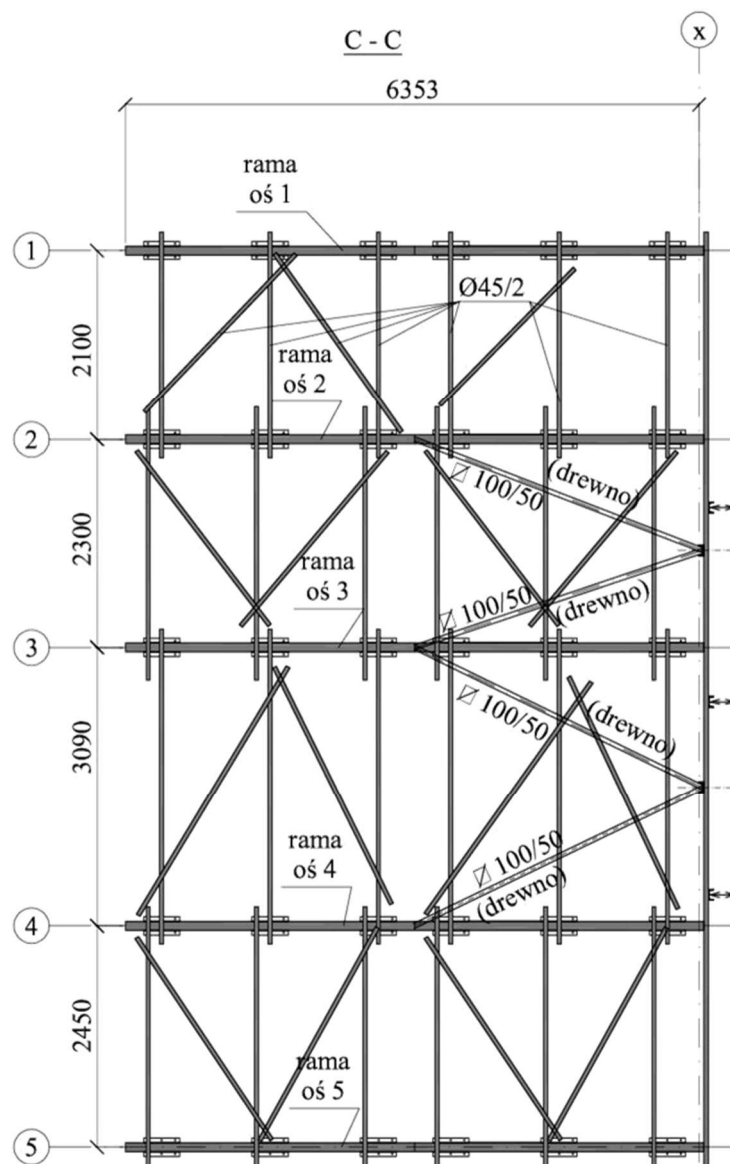
Rys. 7-34. Rzut rektyfikowanej ściany i konstrukcji oporowej. Przekrój A-A zamieszczono na rysunku 7-35, a przekrój B-B na rysunku 7-36



Rys. 7-35. Przekrój A-A według rysunku 7-34; 1 – układ siłownika z siłomierzem, 2 – czujnik przemieszczeń; widok C-C zamieszczono na rysunku 7-37



Rys. 7-36. Widok B-B według rysunku 7-34



Rys. 7-37. Widok C-C według rysunku 7-34

a)



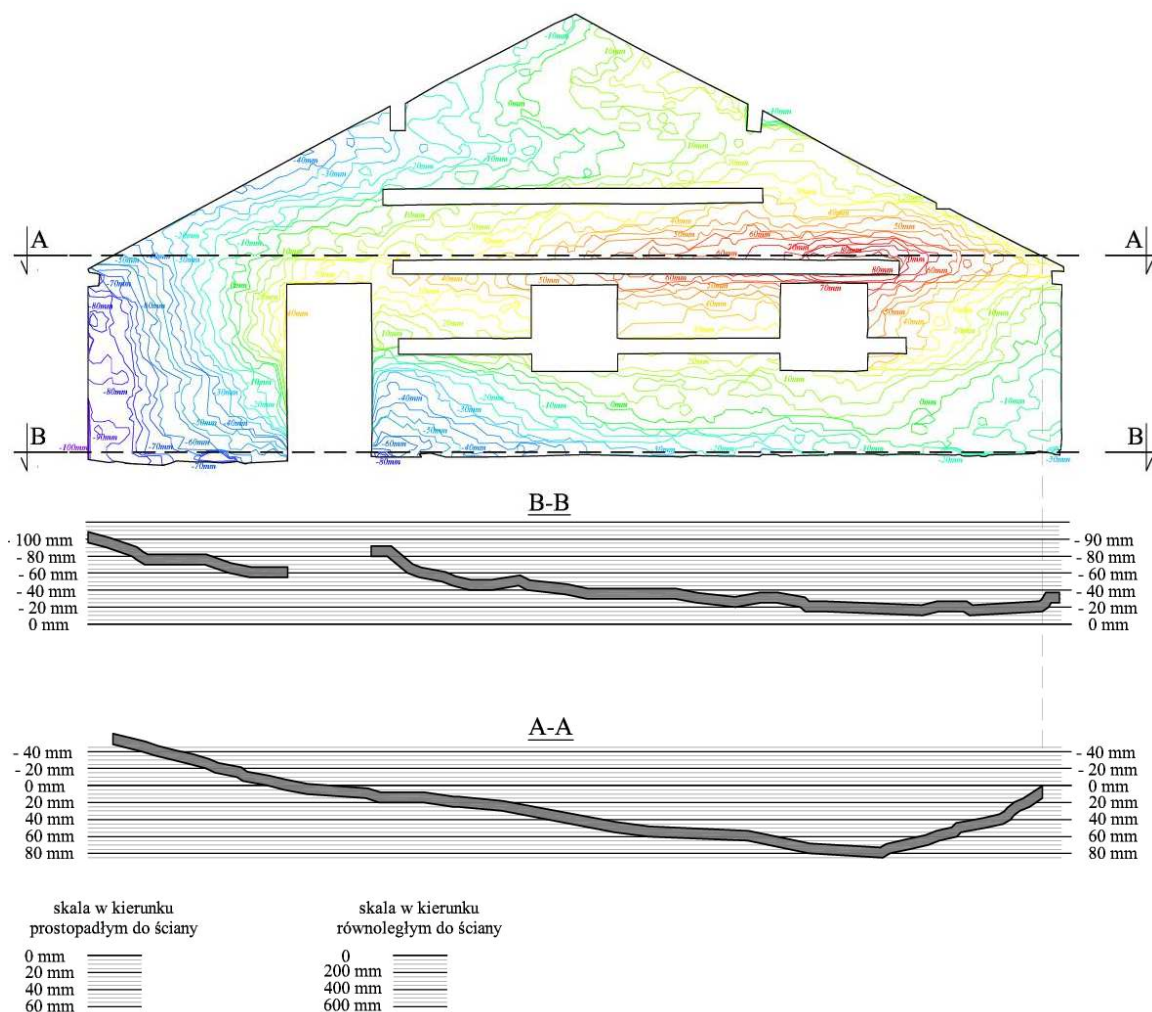
b)



Rys. 7-38. Widok baraku, rektyfikowanej ściany i konstrukcji oporowej: a) od strony południowo-zachodniej, b) wnętrze baraku z widocznym pomostem, zastrzałami konstrukcji oporowej oraz drewnianą konstrukcją niezwiązaną z rektyfikowanym układem i pomostem

7.5.3.2 Rektyfikacji wschodniej ściany szczytowej baraku B-115

Odkształcenie wschodniej ściany szczytowej baraku B-115 zostało udokumentowane przez skanowanie laserowe, którego wynik przedstawiono w postaci izolinii na rzucie ściany z rysunku 7-38. Największych przemieszczeń ściana doznała w poziomie ok. 2,2 m, przez który przeprowadzono przekrój A-A. Przemieszczenie punktów ściany na tym poziomie względem podstawy ściany wynosiło do 120 mm.

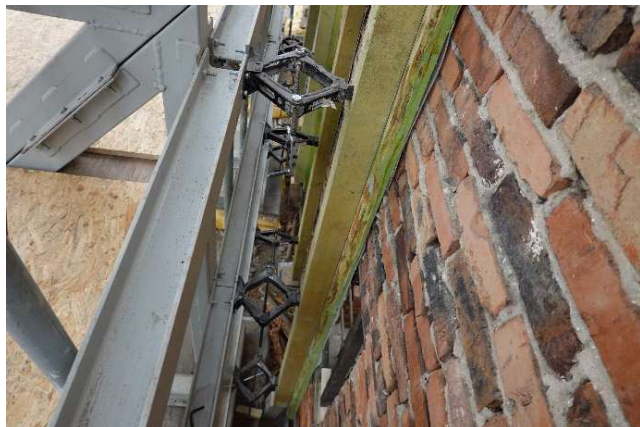


Rys. 7-39. Wychylenie i odkształcenie wschodniej ściany szczytowej baraku B115 opracowane na podstawie archiwalnych pomiarów pochodzących z 2013 r. [5]

Odkształcenia te usunięto przez przeprowadzenie rektyfikacji w analogiczny sposób jak baraku opisanego powyżej w podpunkcie 7.5.3.1.

Konstrukcję oporową na zewnątrz baraku B-115 stanowiło pięć stalowych ram połączonych poziomymi ryglami (rys. 7-40b). Wewnątrz baraku konstrukcję oporową stanowiły ramy drewniane (rys. 7-40b). Między konstrukcją oporową znajdującą się na zewnątrz baraku, a rektyfikowaną ścianą wbudowano 33 podnośniki (rys. 7-40a), których położenie przedstawiono na rysunku 7-41. Z kolei między konstrukcją oporową znajdującą się wewnątrz baraku, a ścianą wbudowano 10 podnośników (rys. 7-42).

a)



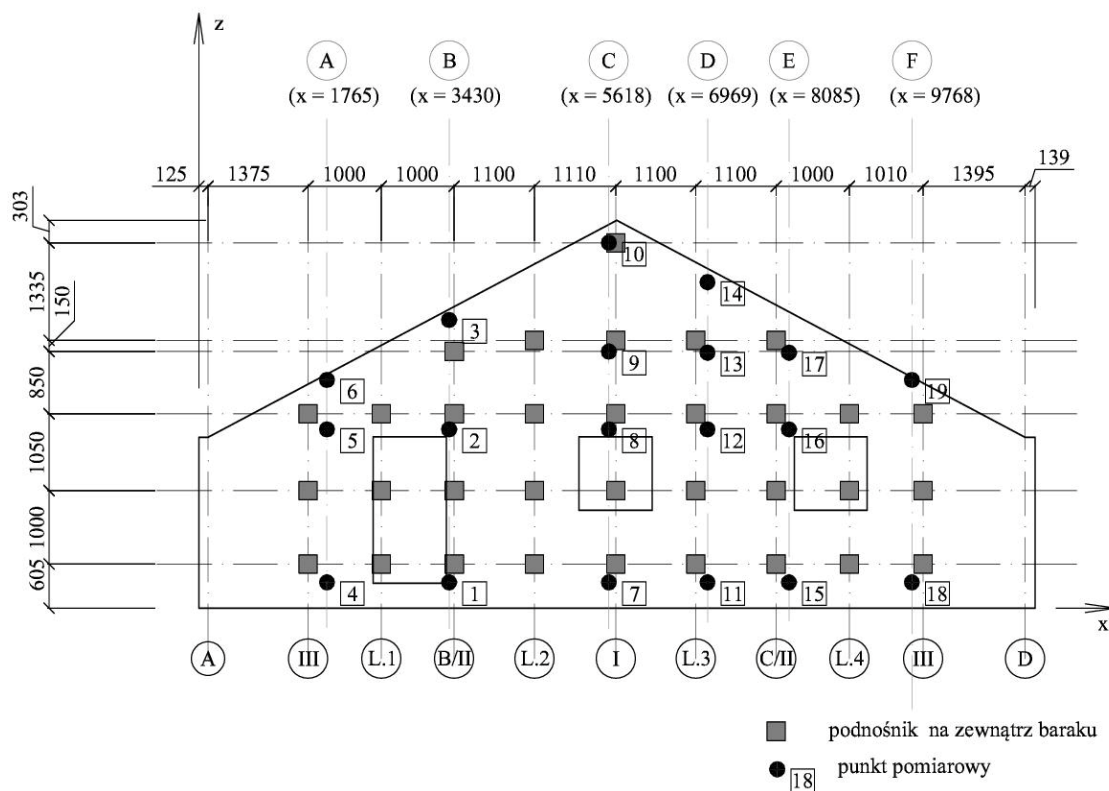
b)



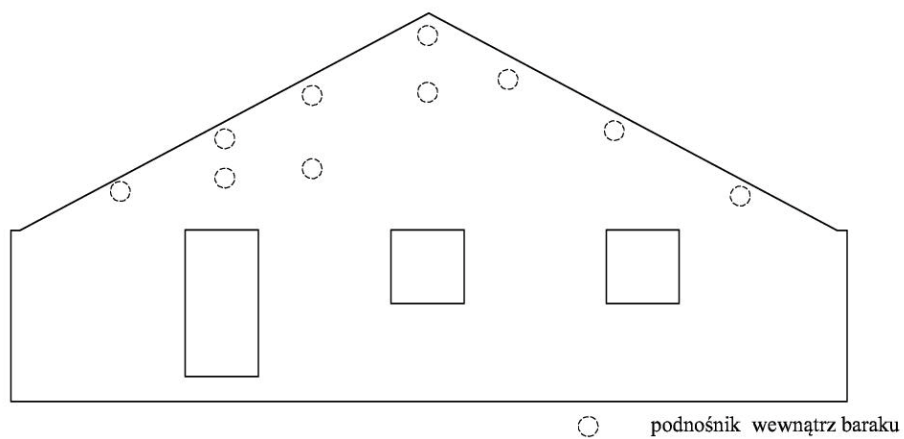
c)



Rys. 7-40. Wschodnia ściana szczytowa baraku B-115 podczas rektyfikacji: a) sztywne, biegnące pionowo krawędziaki, przez które przekazywano obciążenie na ścianę, b) konstrukcja oporowa od zewnątrz baraku, c) konstrukcja oporowa wewnątrz baraku



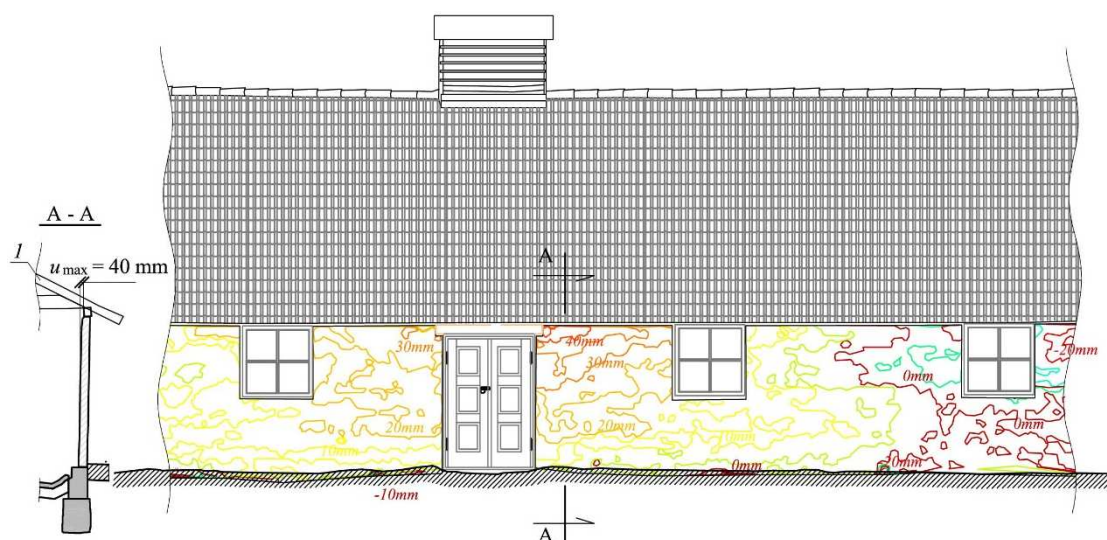
Rys. 7-41. Szkic położenia podnośników na ścianie na zewnątrz baraku oraz położenie punktów pomiarowych na ścianie



Rys. 7-42. Szkic położenia podnośników na ścianie wewnątrz baraku

7.5.3.3 Rektyfikacja północnej podłużnej ściany baraku B-138

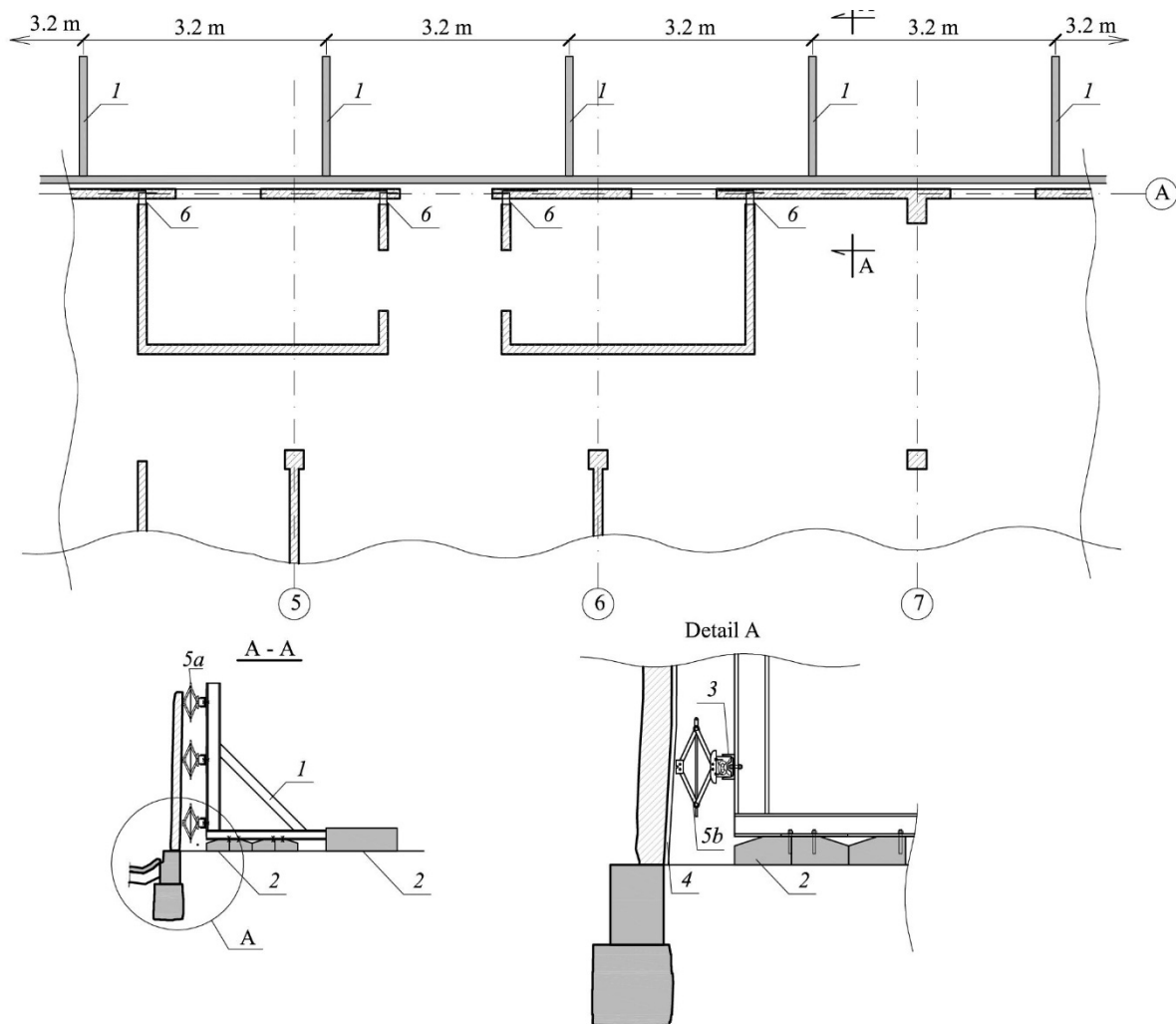
Charakter deformacji ścian podłużnych różni się istotnie od deformacji ścian szczytowych. Obciążenie poziome jest przekazywane na górne krawędzie tych ścian z konstrukcji dachu przez murlaty. Obciążenie jest zbliżone do równomiernego, co wynika regularnego rozstawu krokwi, sztywności murlaty i schematu podparcia ściany. Wskutek tego obciążania ściany podłużne są odrywane od ścian poprzecznych i ulegają wychyleniu od pionu (rys. 7-43). Wychylenie to jest w przybliżeniu liniowe, ponieważ ściany posadowione są na podatnym, zbyt płytko posadowionym fundamencie. W związku z tym przed przystąpieniem do rektyfikacji ściany podłużne były odcciążane przez demontaż konstrukcji dachu (podrozdział 6.5), zwiększano głębokość i szerokość posadowienia (punkt 4.5.1) oraz naprawiano ich fragmenty stykające się z gruntem i zapewniono odprowadzenie wody spod ściany (podrozdział 4.5.2).



Rys. 7-43. Wychylenie środkowego fragmentu zewnętrznej, podłużnej ściany północnej baraku B-138 (izolinie) oraz przekrój A – A przez ścianę; *I* – krokiew drewnianej konstrukcji dachu przekazująca poziome obciążenie na ścianę podłużną.

W celu usunięcia wychylenia wzdłuż ściany zbudowano stalową konstrukcję (rys. 7-44), która składała się z dwunastu stalowych ram. Każdą ramę tworzyły trzy elementy: pozioma belka zakotwiona do betonowych elementów ułożonych na gruncie, pionowy słup i zastrzał. Do słupów wszystkich ram przymocowano trzy biegnące poziomo stalowe belki wykonane z profilu ceowego. We wnętrzu tego profilu umieszczono element drewniany, do którego z kolei zamocowano podnośniki śrubowe. Przez zwiększanie nacisku w siłowniku oddziaływano na ścianę w kierunku poziomym. Przyłożona siła powodowała obrót ściany względem fundamentu. Po rektyfikacji ściany spoinę wsporną, która została poszerzona wskutek działania sił i obrotu ściany, wypełniono modyfikowaną zaprawą. Następnie ścianę zakotwiono do ścian poprzecznych za pomocą spiralnych prętów # 4.5 mm ze stali

austenitycznej, zgodnie z technologią opisaną w podpunkcie 7.5.4. Na fotografiach zamieszczonych na rysunku 7-44 przedstawiono ścianę w trakcie rektyfikacji oraz po jej zakończeniu i demontażu stalowej konstrukcji.



Rys. 7-44. Schemat stalowej konstrukcji oporowej zbudowanej przy podłużnej ścianie: 1 – kozły oporowe, 2 – bloki betonowe, 3 – belka pozioma, 4 – przekładki wykonane z drewna, 5a – podnośnik śrubowy, w którym była wywoływana siła, 5b – podnośnik śrubowy, który pełnił funkcję podpory, 6 – spiralne zbrojenie # 4.5 mm ze stali austenitycznej w spoinach w wspornikach zabudowane po usunięciu wychylenia ściany.



Rys. 7-45. Północna ściana podłużna baraku: a) ściana oraz zbudowana przy niej stalowa konstrukcja podczas rektyfikacji, b) ściana po przeprowadzonej rektyfikacji, ustabilizowaniu w nowym położeniu i zdemontowaniu konstrukcji stalowej.

7.5.4 Stabilizacja przez elementy wbudowane wewnątrz ścian

Po przeprowadzonej rektyfikacji rektyfikowane ściany zostały zamocowane w ścianach do nich prostopadłych oraz do innych elementów zapewniających im podparcie. W związku z tym ściany szczytowe zamocowano do zewnętrznych ścian podłużnych znajdujących się w osiach A i E (według rysunku 7-34), wewnętrznej ściany podłużnej znajdującej się w osi C, do pilastrów znajdujących się w osiach B i D oraz do innych elementów, w tym wtórnych wbudowanych w baraki. Rolą tych wtórnych elementów było zwiększenie sztywności ścian szczytowych i uczynienie je bardziej odpornymi na odkształcenia drugiego rzędu wynikające z imperfekcji geometrycznych ścian i mimośrodowego przyłożenia obciążenia z dachu.

W przypadku ścian podłużnych, po ich rektyfikacji, zamocowano je do poprzecznych ścian działowych rozstawionych co 4 m oraz wzmacniano górne krawędzie ścian.

Na odporność ścian po przeprowadzeniu remontu istotny wpływ ma także zapewnienie im stabilnego oparcia przez zwiększenie głębokości i szerokości posadowienia.

Przyjęto, że zamocowanie rektyfikowanych ścian do innych elementów konstrukcyjnych zostanie zrealizowane za pomocą dodatkowych elementów wbudowanych w spoiny. Rozwiązanie to ma oczywiście zapewnić nośność wystarczającą do przeniesienia sił wywoływanych w połączeniu rektyfikowanej ściany i elementu usztywniającego tę ścianę. Ponadto dobierając elementy do wbudowania w spoiny stawiano wymaganie, aby rozwiązanie to czyniło zadość głównemu założeniu jakim jest zachowanie autentyzmu muru. W związku z tym rozwiązanie powinno być dyskretne, nieingerujące w oryginalną strukturę muru, nienaruszające estetyki zabytku. Jednocześnie winno ono charakteryzować się trwałością na zmienne warunki atmosferyczne i być odporne na korozję. Ze względu na planowane wbudowywanie tego rozwiązania w spoiny muru, którego materiał cechuje się losowymi właściwościami mechanicznymi (materiał ścian pochodzi z rozbiórki), rozwiązanie powinno być kompatybilne z tradycyjnymi materiałami w tym z tradycyjnymi zaprawami wapiennymi i współczesnymi zaprawami stosowanymi do napraw. Ponadto montaż powinien być prosty.

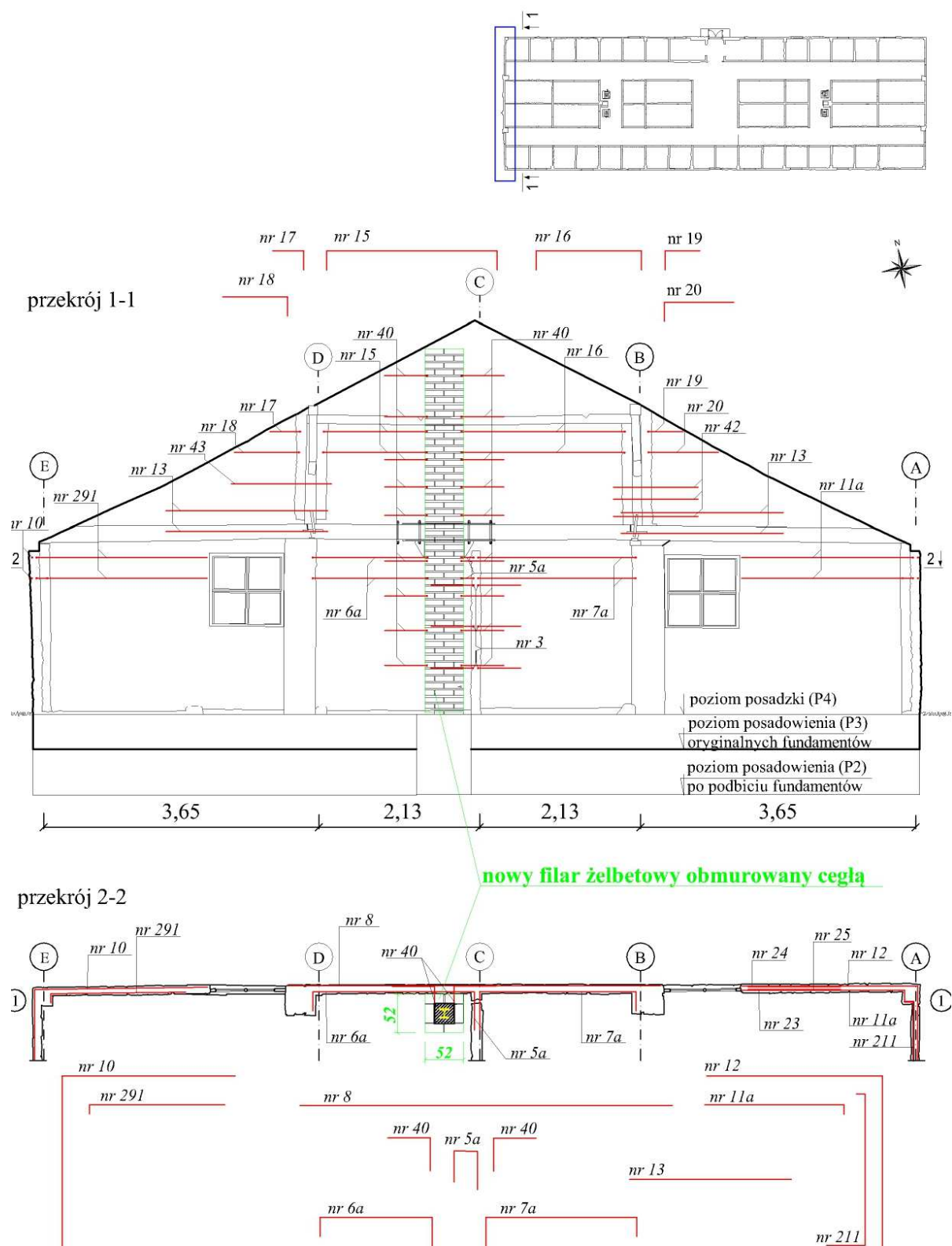
Uwzględniając powyższe zdecydowano się na przyjęcie rozwiązania w postaci nierdzewnych prętów spiralnych średnicy 6 mm wmurowywanych w spoiny wsporne. Pręty wbudowywano na dedykowanej zaprawie o wysokiej odporności na siarczany i wypełniającej dokładnie przestrzenie wokół pręta.

W ramach realizacji wdrożeń będących przedmiotem niniejszego doktoratu w baraku B-138 pręty spiralne wraz z dedykowaną zaprawą montażową zastosowano w następujących przypadkach:

- stabilizacja ściany szczytowej po rektyfikacji do nowego filara,
- stabilizacja ściany podłużnej po rektyfikacji do ścian poprzecznych,
- wykonanie quasi wieńca wzmacniającego,
- zszycie pęknięć muru.

Poniżej scharakteryzowano wymienione powyżej wdrożenia. Jako pierwsze omówiono stabilizację ściany szczytowej do nowego filara.

W trakcie projektowania wdrożenia w baraku B-138 (rektyfikacja zachodniej ściany szczytowej – rektyfikowana ściana przedstawiona na rysunku 7-34) uznano, że podłużna ścian szczytowa znajdująca się w osi C (rys. 7-34) znajduje się w niezadowalającym stanie technicznym. Nawet po jej wzmocnieniu polegającym na zszyciu prętami spiralnymi i wykonaniu nowego posadowienia nie będzie ona wiarygodnym elementem stabilizującym nowe położenie ściany szczytowej po przeprowadzonej rektyfikacji. W związku z tym zdecydowano się zaprojektować i wykonać w środku rozpiętości ściany szczytowej filar zespolony murowano-żelbetowy. Filar ten cechuje się kwadratowym rzutem o długości boku 52 cm (na rysunku 7-46 filar zaznaczony jest kolorem zielonym). W jego wnętrzu znajduje się rdzeń żelbetowy o przekroju 24 cm × 24 cm (zbrojenie stanowią 4 pręty o średnicy 12mm i strzemiona w rozstawie co 15 cm) obudowany warstwą cegły o grubości 12 cm. Rdzeń tego filara został zakotwiony w nowo wykonanym fundamencie, który jest połączony z podbiciem fundamentów ściany szczytowej i ściany podłużnej znajdującej się w osi C. Zakotwienie rdzenia wykonane jest za pomocą profilu walcowanego (HEB 120), który został wbetonowany w nowo wykonany fundament na całą jego grubość wynoszącą 115 cm i wprowadzony w rdzeń na wysokość 100 cm. Równocześnie od poziomu fundamentu w rdzeniu znajduje się zbrojenie w postaci 4φ12. Do tego filara, w trakcie jego murowania i przed betonowaniem (rdzeń został zabetonowany po wymurowaniu jego ścian) zostały wmurowane spiralne pręty wprowadzone w ściany. Na rysunku 7-46 pręty łączące ścianę szczytową z rdzeniem zostały oznaczone jako nr 40.



Rys. 7-46. Stabilizacja ściany szczytowej do nowego zespolonego filara żelbetowo-murowanego za pomocą spiralnych prętów ze stali austenitycznej i dedykowanej zaprawy. Barak B-138 – strona zachodnia, widok od strony wschodniej (od środka).

a)

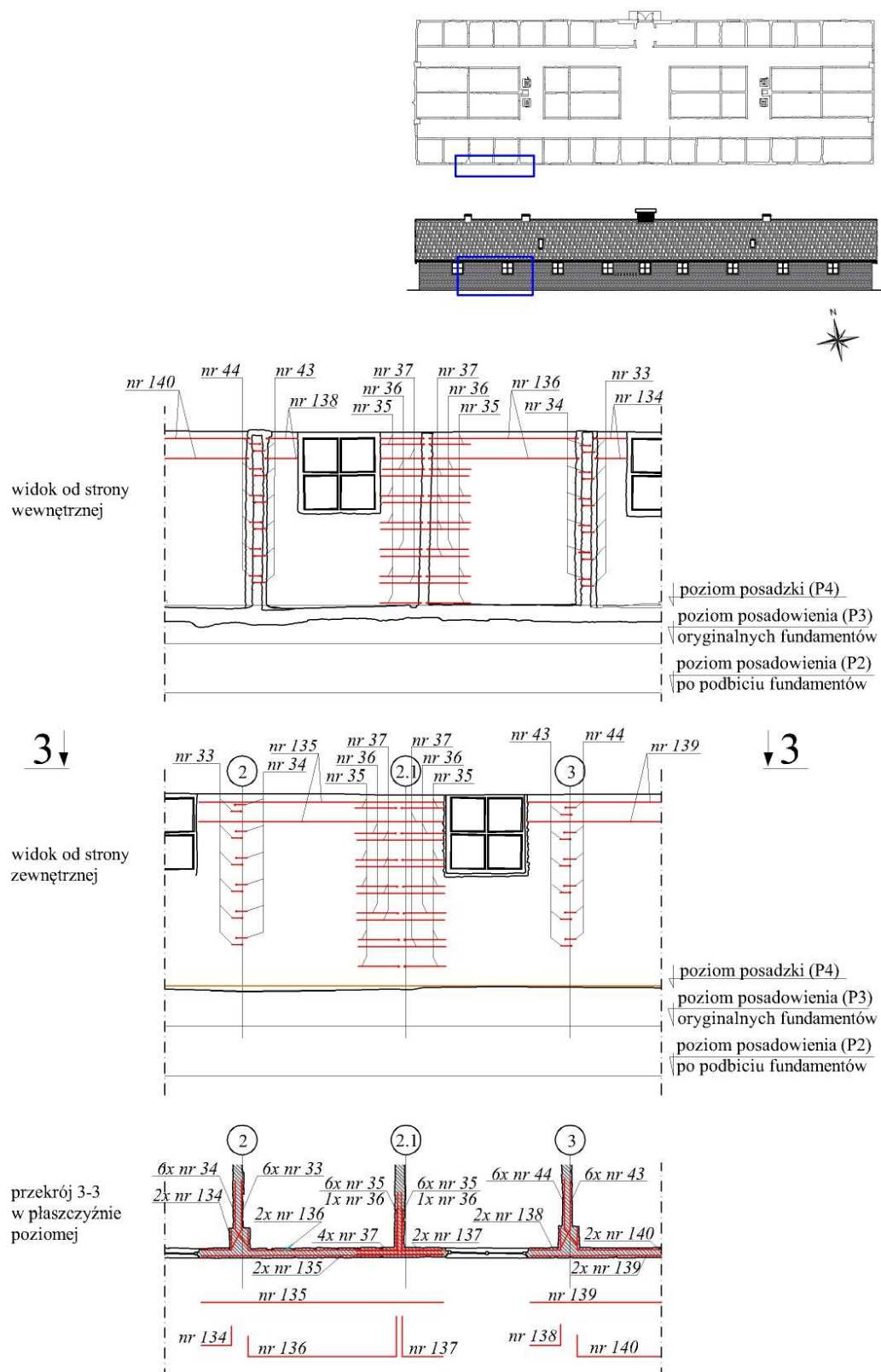


b)

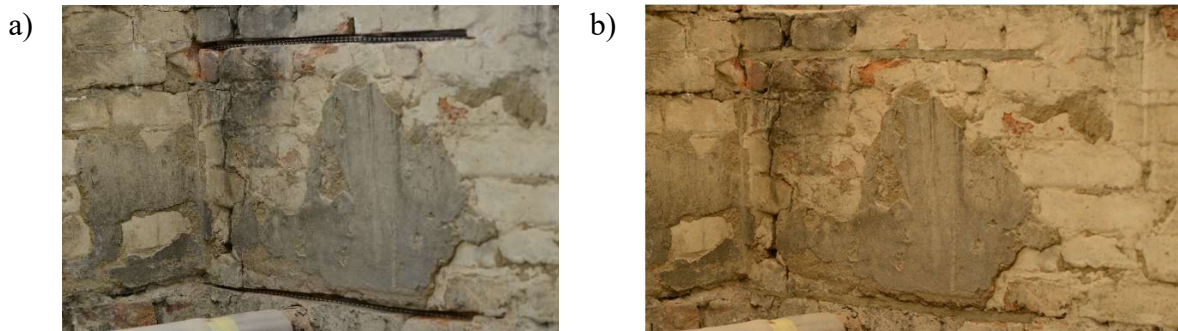


Rys. 7-47. Filar żelbetowo-murowany: a) filar podczas wykonywania warstwy murowanej, b) filar po zabetonowaniu i przykotwieniu do ściany szczytowej

Drugim przykładem stabilizacji ściany po przeprowadzonej rektyfikacji jest połączenie zewnętrznych ścian podłużnych ze ścianami poprzecznymi. Zewnętrzne ściany podłużne cechują się długością ok. 36 m, jak wszystkie ściany mają grubość 12 cm. Od strony wewnętrznej, w narożach oraz w miejscach oparcia dachowych wiązarów pełnych (w rozstawie co 4mb), wykonane są pilastry o przekroju 25 x 25 cm. Po przeprowadzonej rektyfikacji naturalnym oparciem tych ścian, oprócz pilastrów są poprzeczne ściany działowe. W trakcie eksploatacji baraków praktycznie wszystkie połączenia ścian poprzecznych z podłużnymi uległy zniszczeniu i powstały szczeliny o szerokości do 10 cm. Po przeprowadzonej rektyfikacji szczeliny te zostały domknięte, jednak połączenia takie nie zapewniają poprawnego podparcia ściany podłużnej. W związku z tym zaprojektowano, a po przeprowadzonej rektyfikacji zrealizowano połączenie ścian podłużnych z poprzecznymi za pomocą spiralnych prętów ze stali austenitycznej średnicy 6 mm i dedykowanej zaprawy. Rozwiązanie nieco różni się w przypadku, gdy w węźle występuje pilaster (ściany poprzeczne w osiach 2 i 3 na rys. 7-48) oraz gdy pilaster nie występuje. W sytuacji z pilastrem zastosowane są pręty dwukrotnie odginane (pręty o numerze 33). Jeżeli w węźle ścian nie ma pilastra, to stosowano pręty jednogięte nr 35 (rys. 7-48). Przykład łączenia ścian podłużnych ze ścianami poprzecznymi podczas wykonywania przedstawiono na rysunku 7-49.

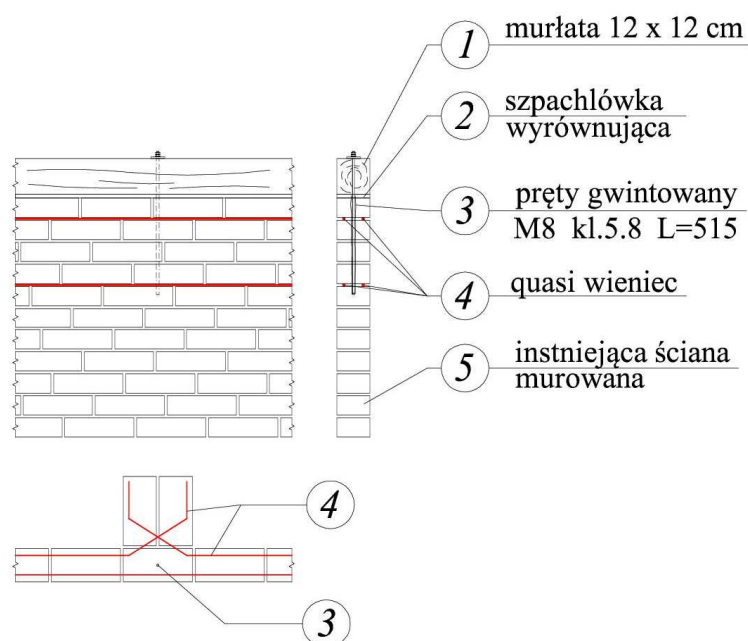


Rys. 7-48. Stabilizacja ściany podłużnej do ścian działowych za pomocą systemowego rozwiązania firmy Remmers – pręty ze stali austenitycznej i dedykowana zaprawa. Barak B-138 – strona południowa.



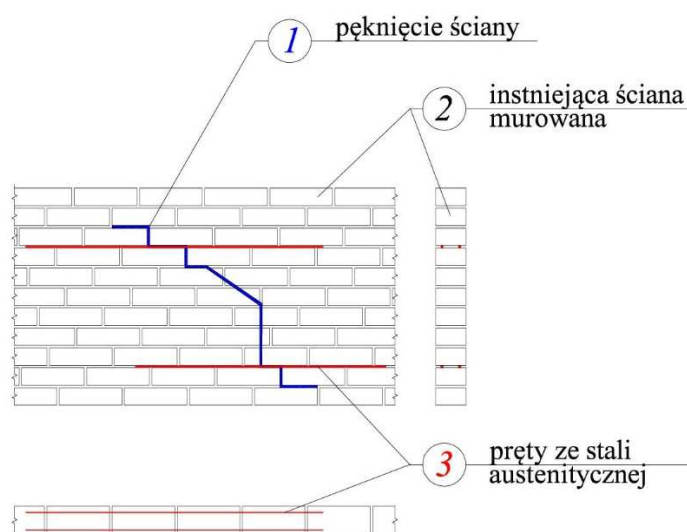
Rys. 7-49. Łącznie ścian podłużnych ze ścianami poprzecznymi: a) stan po bruzdowaniu, b) stan po montażu prętów ze stali austenitycznej i uzupełnieniu zaprawy

Trzecim przykładem wzmocnienia ścian jest wykonanie quasi wieńca. Jest on realizowany po przeprowadzonej rektyfikacji ścian, a przed montażem konstrukcji dachu. Quasi wieńiec stanowią wbudowane dwustronnie w ścianę pręty spiralne na dedykowanej zaprawie. Pręty są wprowadzane w pierwszą i czwartą spoinę od góry zgodnie z rysunkiem 7-50 w ściany podłużne i poprzeczne. W miejscach obecności otworów okiennych i drzwiowych zbrojenie ulega przerwaniu w odległości 25 mm od krawędzi ościeża (filarka). Uciąglenie wzmocnienia w tym miejscu realizowane jest przez włączenie do współpracy na tym odcinku drewnianej murłaty konstrukcji więźby dachowej, poprzez jej zakotwienie we wzmocnionej koronie muru. Quasi wieńiec pełni więc rolę elementu wzmacniającego połączenia ścian podłużnych z poprzecznymi, usztywnia górne krawędzie tych ścian oraz wzmacnia mur w miejscu oparcia płatwi. Zakłada się ponadto, że rozwiązanie to zapobiegnie lokalnym odkształceniom i pękaniu muru pod wpływem obciążeń przekazywanych z dachu.



Rys. 7-50. Quasi wieńiec – rozmieszczenie prętów ze stali austenitycznej

Czwartym i ostatnim przykładem wzmocnienia ścian po przeprowadzonej rektyfikacji jest wypełnianie spoin wspornych w miejscach, gdzie uległy one istotnemu powiększeniu wskutek rektyfikacji oraz w miejscach występowania pęknięć muru. Rozwiązanie to zostało przewidziane, ponieważ analizy teoretyczne i badania laboratoryjne zrelacjonowane w rozdziale 8 wykazały, że podczas rektyfikacji szerokość spoin wspornych, wskutek wzajemnych obrotów warstw cegieł ulegną powiększeniu. Ponadto w ścianach występują liczne pęknięcia, nie związane z rektyfikacją. Przyjęto, że ściany w tych miejscach zostaną wzmocnione przez wprowadzenie w wybrane spoiny prętów. Zasadę wbudowywania prętów przedstawiono na rysunku 7-51, a przykład realizacji takiego wzmocnienia przedstawiono na rysunku 7-52.



Rys. 7-51. Rozmieszczenie prętów ze stali austenitycznej w przypadku pęknięcia ściany



Rys. 7-52. Wzmocnienie ścian, uzupełnienie fugi po montażu prętów wzmacniających ze stali austenitycznej

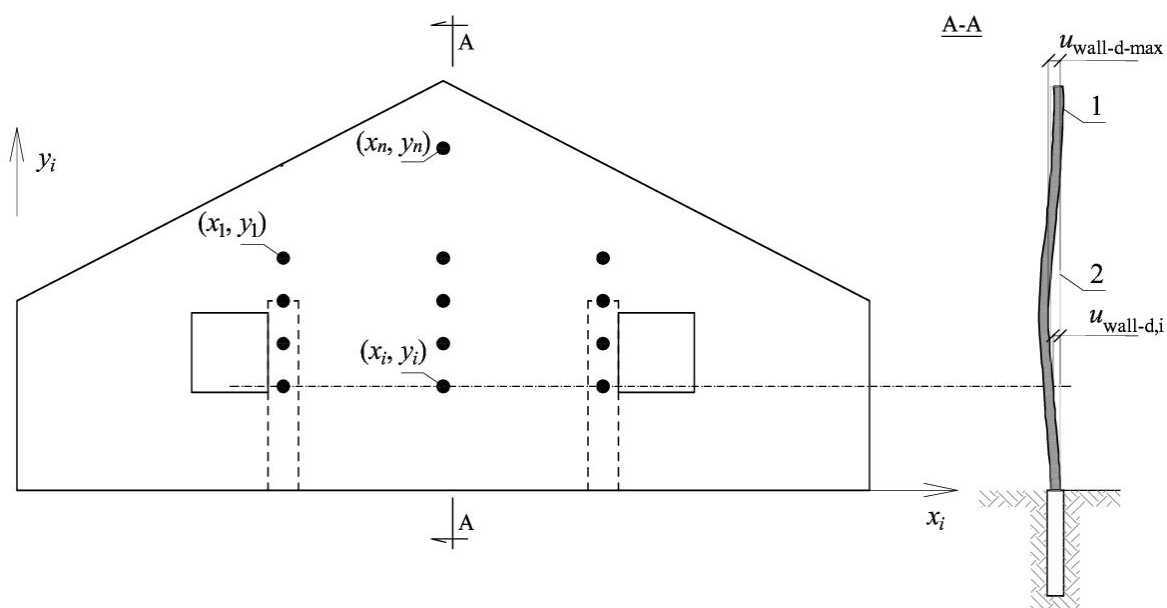
8 Analiza parametryczna modelu rektyfikowanego układu

8.1 Dyskretny model rektyfikowanego układu

Jak wspomniano powyżej celem rektyfikacji jest usunięcie deformacji ściany, to jest takie jej odkształcenie, aby ściana znalazła się w pierwotnym pionowym położeniu (w pionowej płaszczyźnie - rys. 8-1). Technicznie rektyfikacja polega na stopniowym wymuszaniu niewielkich przemieszczeń ściany w kierunku do niej prostopadłym o zwrocie przeciwnym do deformacji. W modelu przyjmuje się, że ściana jest reprezentowana przez n punktów znajdujących się na jej powierzchni. Dwie współrzędne każdego punktu na powierzchni ściany oznaczone są przez $(x_i, y_i, i=1, \dots, n)$. Deformację ściany opisują współrzędne $u_{\text{wall-d},i}$, które są odległością punktu i znajdującego się na powierzchni ściany od pionowej płaszczyzny ściany (rys. 8-1). Przyjmuje się, że forma deformacji ściany jest stała a jej aktualna maksymalna wartość (strzałka formy deformacji) oznaczona jest przez $u_{\text{wall-d-max}}$. Celem rektyfikacji jest wyzerowanie każdej współrzędnej $u_{\text{wall-d},i}$, to jest osiągnięcie stanu opisanego zależnością

$$u_{\text{wall-d},i} = 0, \quad i = 1, \dots, n \quad (8.1)$$

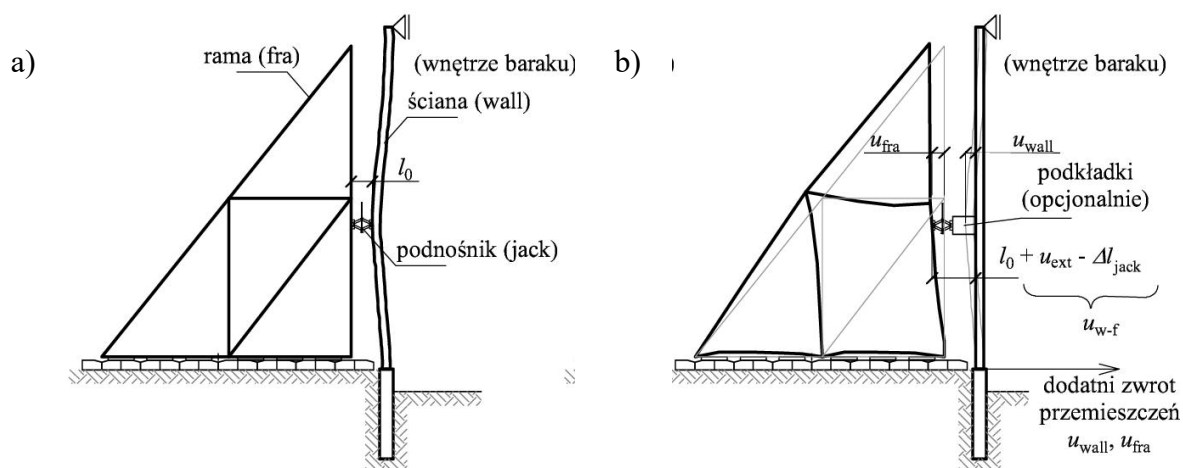
W modelu ściany oraz w badaniach ściany rzeczywistej analizuje się niewielkie zmiany położenia punktów na ścianie (zmiany u_{wall}) wywołane niewielką zmianą wartości sił działających na ścianę w kierunku do niej prostopadłych (zmiany Q).



Rys. 8-1. Punkty o współrzędnych (x_i, y_i) na ścianie oraz deformacja ściany opisana współrzędnymi $u_{\text{wall-d},i}$: 1 – ściana zdeformowana, 2 – pionowa płaszczyzna ściany (ściana w pionowym położeniu)

W celu systematycznego wyprowadzenia przyjętych pojęć i zależności opisujących rektyfikowany układ analizuje się najpierw sytuację szczególną – układ o jednym stopniu swobody. W skład tego układu, identycznie jak w przypadku układu rzeczywistego, wchodzi rektyfikowana ściana (wall), konstrukcja oporowa (fra) oraz wbudowany między ścianę

i konstrukcję oporową podnośnik (jack). W tym szczególnym układzie o jednym stopniu swobody zakłada się, że ściana jest rektyfikowana za pomocą jednego podnośnika (rys. 8-2a). W rzeczywistości ta szczególna sytuacja nie ma miejsca, ponieważ rektyfikację prowadzi się większą liczbą podnośników. Jednak rozważenie takiego układu pozwala wprowadzić podstawowe pojęcia geometryczne (forma deformacji, kształt przemieszczeń) i charakterystyki mechaniczne opisujące rektyfikowany układ (podatność, sztywność). Pojęcia te zostaną następnie uogólnione na układ, w którym rektyfikacja prowadzona jest większą liczbą podnośników, to znaczy na układ o n stopniach swobody.



Rys. 8-2. Szczególna sytuacja układu o jednym stopniu swobody: a) elementy układu, b) efekt wymuszenia kinematycznego u_{ext} wywołany podnośnikiem

Przyjmuje się, że przed przystąpieniem do rektyfikacji odległość między ścianą a ramą w miejscu wbudowania podnośnika wynosi l_0 . Ściana jest zdeformowana a miarą tej deformacji jest wartość $u_{wall-d-max}$. Po wywołaniu podnośnikiem wymuszenia kinematycznego u_{ext} następuje zmiana Q wartości siły oddziaływania podnośnika na ścianę i konstrukcję wsporczą. Wskutek zmiany Q ściana w miejscu jej przyłożenia doznaje przemieszczenia o wartość u_{wall} . Podobnie w miejscu przyłożenia Q przemieszczenia o wartość u_{fra} doznaje konstrukcja wsporcza. Ponadto wskutek wystąpienia Q zmian długości o wartość Δl_{jack} doznaje podnośnik i następuje zmiana odległości między ścianą a konstrukcją oporową o wartość u_{w-f} . Dodatni znak przemieszczeń u_{wall} i u_{fra} jest skierowany w prawo (do wnętrza baraku) i jest przeciwny do dominującego zwrotu deformacji ściany na zewnątrz. W odniesieniu do zmian długości i odległości (Δl_{jack} , u_{w-f}) za dodatnie przyjęto taką zmianę, która powoduje zwiększenie długości i odległości. W układzie o jednym stopniu swobody oznacza to, że wymuszenie u_{ext} przyjmuje wartość dodatnią a towarzysząca temu wymuszeniu zmiana długości siłownika (Δl_{jack}) znak ujemny. Znaki te zostały już uwzględnione w oznaczeniach odległości naniesionych na rysunku 8-2.

Odległość między ścianą a ramą po wymuszeniu u_{ext} można z jednej strony zapisać jako fizyczną długość podnośnika z osprzętem (ewentualna podkładka, a w przypadku badań doświadczalnych także i siłomierz), która wynika z jego pierwotnej długości (l_0), wymuszenia kinematycznego (u_{ext}) oraz jego skrócenia (Δl_{jack}); $l_0 + u_{ext} - \Delta l_{jack}$ (rys. 8-2). Z drugiej strony odległość tą można zapisać jako wartość wynikającą z pierwotnej długości podnośnika

i przemieszczenia ściany (u_{wall}) oraz ramy (u_{fra}); $l_0 + u_{\text{wall}} + u_{\text{fra}}$. Przyrównanie do siebie tych dwóch wyrażeń daje zależność geometryczną:

$$u_{\text{ext}} = u_{\text{wall}} + u_{\text{fra}} + \Delta l_{\text{jack}} \quad (8.2)$$

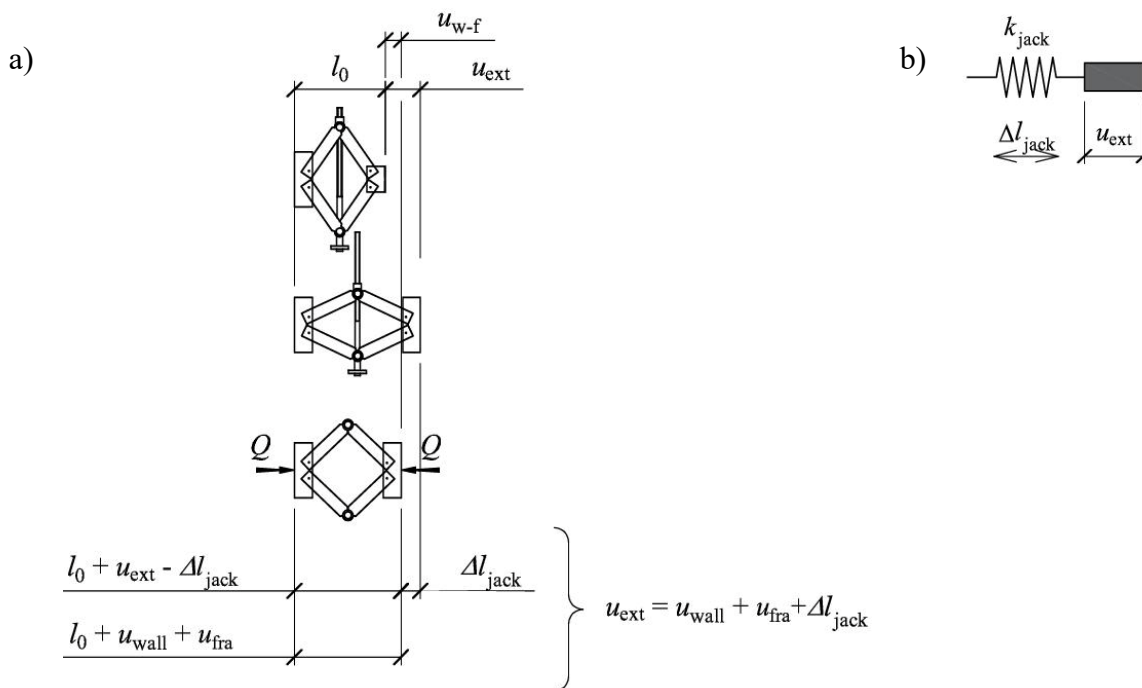
Zmiana odległości między ścianą a konstrukcją wsporczą ($u_{\text{w-f}}$) wynika z wartości wymuszenia kinematycznego i zmiany długości podnośnika

$$u_{\text{w-f}} = u_{\text{ext}} - \Delta l_{\text{jack}} \quad (8.3)$$

Dzieląc zależność (8.2) przez u_{ext} otrzymuje się

$$1 = f_{\text{wall}} + f_{\text{fra}} + f_{\text{jack}} \quad (8.4)$$

gdzie f_{wall} i f_{fra} są przemieszczeniami ściany i konstrukcji oporowej wywołanymi jednostkowym wymuszeniem u_{ext} . Wielkości te nazwano kształtem przemieszczenia. Analogicznie f_{jack} jest zmianą długości podnośnika wywołaną jednostkowym wymuszeniem u_{ext} , którą nazwano kształtem zmiany długości podnośnika. Wprowadzone tu pojęcia kształtu należy interpretować jako część wymuszenia u_{ext} , która zostaje przekazana odpowiednio na: ścianę (kształt f_{wall}), ramę (kształt f_{fra}) i podnośnik (postać f_{jack}).



Rys. 8-3. Analiza podnośnika: a) przemieszczenia i zmiany długości w podnośniku, b) sprężysty model podnośnika

W celu opisanie mechanicznych właściwości rektyfikowanego układu o jednym stopniu definiuje się jego sztywność k będącą ilorazem zmiany wartości siły wywołanej w podnośniku do wartości wymuszenia u_{ext}

$$k = \frac{Q}{u_{\text{ext}}} \quad (8.5)$$

Odwrotnością sztywności układu jest jego podatność

$$\delta = \frac{u_{\text{ext}}}{Q} \quad (8.6)$$

W analizowanym układzie wprowadza się ponadto pojęcia podatności ściany (δ_{wall}), podatności ramy (δ_{fra}) i podatności podnośnika (δ_{jack}) będące odpowiednimi ilorazami

$$\delta_{\text{wall}} = \frac{u_{\text{wall}}}{Q}, \delta_{\text{fra}} = \frac{u_{\text{fra}}}{Q}, \delta_{\text{jack}} = \frac{u_{\text{jack}}}{Q}. \quad (8.7)$$

Podstawiając (8.6) i (8.7) do (8.2) otrzymuje się

$$\delta = \delta_{\text{wall}} + \delta_{\text{fra}} + \delta_{\text{jack}} \quad (8.8)$$

Zdefiniowane powyżej charakterystyki geometryczne ($f_{\text{wall}}, f_{\text{fra}}, f_{\text{jack}}$) i mechaniczne ($\delta_{\text{wall}}, \delta_{\text{fra}}, \delta_{\text{jack}}$) można powiązać ze sobą uwzględniając, że

$$u_{\text{wall}} = f_{\text{wall}} u_{\text{ext}} \quad (8.9)$$

Po dwustronnym podzieleniu (8.9) przez Q oraz uwzględnieniu (8.6) otrzymuje się wyrażenie na podatność ściany:

$$\delta_{\text{wall}} = f_{\text{wall}} \delta \quad (8.10)$$

Analogicznie otrzymuje się również wyrażenia na podatności konstrukcji oporowej i podnośnika:

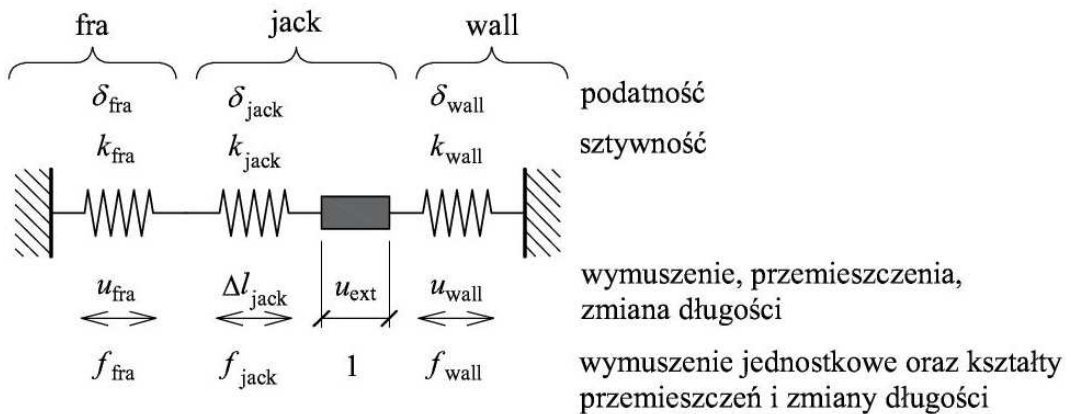
$$\delta_{\text{fra}} = f_{\text{fra}} \delta, \quad \delta_{\text{jack}} = f_{\text{jack}} \delta \quad (8.11)$$

Ponadto w przypadku układu o jednym stopniu swobody zasadne jest wprowadzenie sztywności ściany (k_{wall}), sztywności konstrukcji oporowej (k_{fra}) oraz sztywności podnośnika (k_{jack})

$$k_{\text{wall}} = \frac{Q}{u_{\text{wall}}}, k_{\text{fra}} = \frac{Q}{u_{\text{fra}}}, k_{\text{jack}} = \frac{Q}{u_{\text{jack}}} \quad (8.12)$$

Po podstawieniu do (8.2) wyrażeń na $u_{\text{wall}}, u_{\text{fra}}, u_{\text{jack}}$ wyprowadzonych z (8.12) uzyskuje się związek między sztywnością układu a sztywnościami jego elementów. Z szeregowego połączenia sztywności elementów $k_{\text{wall}}, k_{\text{fra}}$ i k_{jack} (rys. 8-4.) wynika wyrażenie na sztywność układu

$$k = \frac{k_{\text{wall}} k_{\text{fra}} + k_{\text{wall}} k_{\text{jack}} + k_{\text{fra}} k_{\text{jack}}}{k_{\text{wall}} k_{\text{fra}} k_{\text{jack}}} \quad (8.13)$$



Rys. 8-4. Idea mechaniczna układu o jednym stopniu swobody z rysunku 8-2

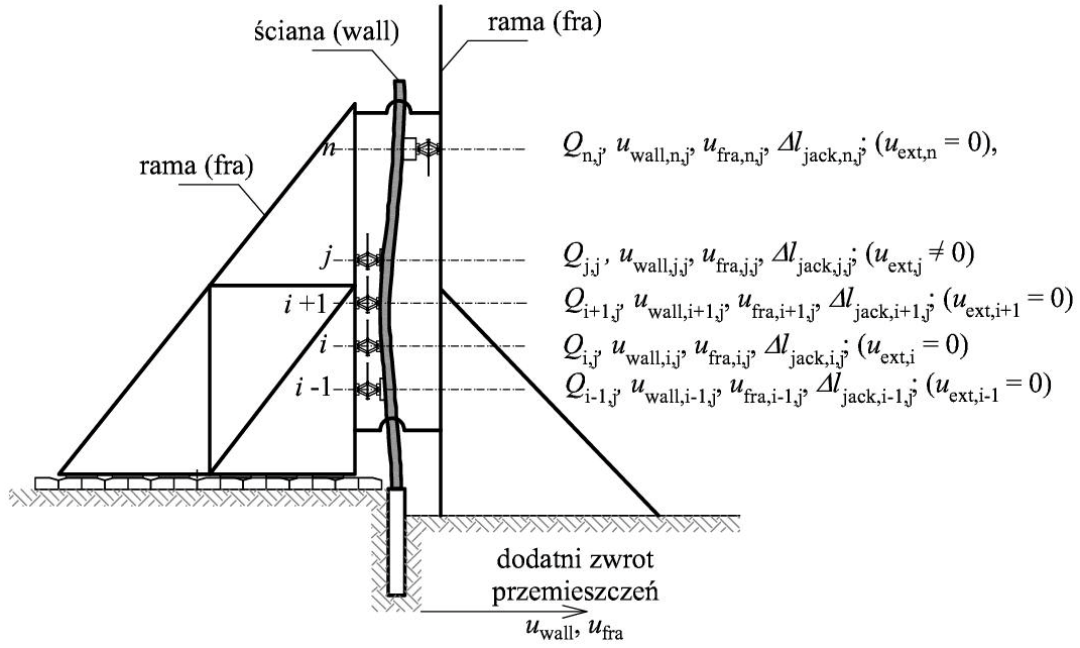
Rzeczywista rektyfikacja polega na oddziaływaniu na ścianę większą liczbą siłowników. W związku z tym poniżej analizuje się układ o n stopniach swobody, gdzie liczba n jest równa liczbie podnośników wbudowanych między ścianą a konstrukcję oporową. Wymuszenie kinematyczne wywołane w jednym podnośniku powoduje zmiany sił we wszystkich podnośnikach. W konsekwencji wymuszenie to powoduje przemieszczenia ściany i ramy we wszystkich punktach i ($i = 1, \dots, n$) oraz zmianę długości wszystkich podnośników. Przyjęto następującą zasadę oznaczania wymuszeń kinematycznych i odpowiadających tym wymuszeniom zmian. Wymuszenie kinematyczne w j -tym podnośniku oznacza się przez $u_{\text{ext},j}$. Wymuszenie to powoduje zmiany siły w każdym i -tym podnośniku ($i = 1, \dots, n$). Zmiany te oznaczone są jako $Q_{i,j}$, to znaczy $(Q_{1,j}, Q_{2,j}, \dots, Q_{i,j}, \dots, Q_{n,j})$. Analogicznie przemieszczenia ściany i ramy w punktach wywołane wymuszeniem $u_{\text{ext},j}$ oznaczone są jako $u_{\text{wall},i,j}$, $u_{\text{fra},i,j}$ a zmiany długości podnośników wywołane tym wymuszeniem oznaczone są jako $\Delta l_{\text{jack},i,j}$ ($i = 1, \dots, n$). Odpowiedź układu na wymuszenie j -tym podnośnikiem, przy braku wymuszeń w pozostałych siłownikach przedstawiono na rysunku 8-5. Stan układu o n stopniach swobody opisują zatem n -elementowe pionowe wektory, a nie wartości jak ma to miejsce w przypadku układu o jednym stopniu swobody. W konsekwencji charakterystyki geometryczne i mechaniczne układu n stopniach swobody będą opisywane macierzami a nie skalarami jak ma to miejsce w układzie o jednym stopniu swobody.

Dowolne wymuszenie kinematyczne rektyfikowanego układu o n stopniach swobody jest n wymiarowym wektorem

$$\mathbf{u}_{\text{ext}} = \begin{bmatrix} u_{\text{ext},1} \\ \vdots \\ u_{\text{ext},i} \\ \vdots \\ u_{\text{ext},n} \end{bmatrix}. \quad (8.14)$$

Zmiana przemieszczenia ściany w miejscach wbudowania podnośników, zmiana przemieszczenia konstrukcji wsporczej w miejscach wbudowania podnośników oraz zmiany długości podnośników są odpowiednio wektorami

$$\mathbf{u}_{\text{wall}} = \begin{bmatrix} u_{\text{wall},1} \\ \vdots \\ u_{\text{wall},i} \\ \vdots \\ u_{\text{wall},n} \end{bmatrix}, \mathbf{u}_{\text{fra}} = \begin{bmatrix} u_{\text{fra},1} \\ \vdots \\ u_{\text{fra},i} \\ \vdots \\ u_{\text{fra},n} \end{bmatrix}, \Delta \mathbf{l}_{\text{jack}} = \begin{bmatrix} \Delta l_{\text{jack},1} \\ \vdots \\ \Delta l_{\text{jack},i} \\ \vdots \\ \Delta l_{\text{jack},n} \end{bmatrix} \quad (8.15)$$



Rys. 8-5. Odpowiedź modelu rektyfikowanego układu o n stopniach swobody na wymuszenie kinematyczne $u_{ext,j}$

W układzie o n -stopniach swobody, przez analogię do równania (8.2) opisującego układ o jednym stopniu swobody, zachodzi

$$\mathbf{u}_{ext} = \mathbf{u}_{wall} + \mathbf{u}_{fra} + \Delta \mathbf{l}_{jack} \quad (8.16)$$

W układach tych wprowadza się pojęcia wektorów kształtu przemieszczeń ściany ($\mathbf{f}_{wall,j}$), kształtu przemieszczeń konstrukcji oporowej ($\mathbf{f}_{fra,j}$) oraz kształtu zmian długości podnośnika ($\mathbf{f}_{jack,j}$) odpowiadające wymuszeniu j -tego podnośnika. Kształty te są wektorami kolumnowymi i definiują wzajemne zmiany położenia elementów, wywołane wymuszeniem kinematycznym $u_{ext,j} = 1$. W sytuacji, gdy $u_{ext,j} \neq 1$, w układzie linowym wektory kształtów wyznacza się z zależności:

$$\mathbf{f}_{wall,j} = \frac{1}{u_{ext,j}} \mathbf{u}_{wall,j}, \quad \mathbf{f}_{fra,j} = \frac{1}{u_{ext,j}} \mathbf{u}_{fra,j}, \quad \mathbf{f}_{jack,j} = \frac{1}{u_{ext,j}} \mathbf{u}_{jack,j}, \quad (8.17)$$

gdzie $\mathbf{u}_{wall,j}$, $\mathbf{u}_{fra,j}$, $\mathbf{u}_{jack,j}$ są wektorami zmian przemieszczeń wywołanych wartością $u_{ext,j}$ wymuszania kinematycznego. Ze względów formalnych wprowadza się ponadto wektor kształtu wymuszenia

$$\mathbf{f}_{ext,j} = \frac{1}{u_{ext,j}} \mathbf{u}_{ext,j}. \quad (8.18)$$

Jak widać każdy wektor kształtu jest pionowym wektorem o długości n , którego j -ta współrzędna opisuje przemieszczenia lub zmianę długości w punkcie odpowiadającym punktowi wbudowania j -tego podnośnika. Jednocześnie wartości tych j -tych współrzędnych ($f_{wall,j,j}$, $f_{fra,j,j}$, $f_{jack,j,j}$) są nazywane strzałkami odpowiednich kształtów przemieszczeń (zmian długości).

Wektory $\mathbf{f}_{ext,j}$ j -tego kształtu wymuszenia cechuje się występowaniem wartości 1 w i -tym położeniu

$$\mathbf{f}_{\text{ext},j} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8.19)$$

A odpowiadające mu wektory kształtu przemieszczeń i zmian długości wyrażają się następująco

$$\mathbf{f}_{\text{wall},j} = \begin{bmatrix} f_{\text{wall},1,j} \\ \vdots \\ f_{\text{wall},i,j} \\ \vdots \\ f_{\text{wall},n,j} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{f}_{\text{fra},j} = \begin{bmatrix} f_{\text{fra},1,j} \\ \vdots \\ f_{\text{fra},i,j} \\ \vdots \\ f_{\text{fra},n,j} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{f}_{\text{jack},j} = \begin{bmatrix} f_{\text{jack},1,j} \\ \vdots \\ f_{\text{jack},i,j} \\ \vdots \\ f_{\text{jack},n,j} \end{bmatrix}. \quad (8.20)$$

Wektory (8.20), podobnie jak liczby (8.4) w układzie o jednym stopniu swobody, należy interpretować jako opis rozkładu przemieszczeń poszczególnych elementów układu wywołanych przez wymuszenie (8.19).

Ustawiając n wektorów kształtu wymuszenia w kolejności od $j = 1$ do $j = n$, powstaje macierz kształtu wymuszenia $\mathbf{f}_{\text{ext}}$, która jest macierzą jednostkową $\mathbf{I}$:

$$\mathbf{f}_{\text{ext}} = [\mathbf{f}_{\text{ext},1} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{ext},j} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{ext},n}] = \mathbf{I}. \quad (8.21)$$

Analogicznie definiuje się macierze kształtu przemieszczeń ściany $\mathbf{f}_{\text{wall}}$, kształtu przemieszczeń ramy $\mathbf{f}_{\text{fra}}$ oraz kształtu zmian długości podnośników $\mathbf{f}_{\text{jack}}$

$$\mathbf{f}_{\text{wall}} = [\mathbf{f}_{\text{wall},1} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{wall},j} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{wall},n}], \quad (8.22)$$

$$\mathbf{f}_{\text{fra}} = [\mathbf{f}_{\text{fra},1} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{fra},j} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{fra},n}], \quad (8.23)$$

$$\mathbf{f}_{\text{jack}} = [\mathbf{f}_{\text{jack},1} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{jack},j} \quad \dots \quad \mathbf{f}_{\text{jack},n}], \quad (8.24)$$

Elementy macierzy kształtów (8.22), (8.23) i (8.24) są indeksowane wartościami i oraz j ($f_{\text{wall},i,j}$, $f_{\text{fra},i,j}$, $f_{\text{jack},i,j}$), gdzie i oznacza miejsce ujawniania się efektu działania wymuszenia kinematycznego w j -tym podnośniku. Są to macierze kwadratowe o wymiarze n .

Uwzględniając (8.16) oraz pojęcia macierzy kształtu wymuszenia (8.21), macierzy kształtu przemieszczeń (8.22), (8.23) i macierzy postaci zmian długości (8.24) można zapisać

$$\mathbf{I} = \mathbf{f}_{\text{wall}} + \mathbf{f}_{\text{fra}} + \mathbf{f}_{\text{jack}}, \quad (8.25)$$

gdzie $\mathbf{I}$ ma postać

$$\mathbf{I} = \begin{bmatrix} 1 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix}. \quad (8.26)$$

Zależność (8.25) opisująca charakterystyki geometryczne układu o n stopniach swobody ma postać analogiczną do zależności (8.4) opisującej charakterystyki geometryczne układu o jednym stopniu swobody.

Uwzględniając, że $\mathbf{f}_{\text{wall}}$ jest macierzą kwadratową o wymiarze n , opisującą przemieszczenia ściany wywołane wymuszeniami $u_{\text{ext},j} = 1$ ($j = 1, \dots, n$), dla dowolnego wymuszenia $\mathbf{u}_{\text{ext}}$ można zapisać

$$\mathbf{u}_{\text{wall}} = \mathbf{f}_{\text{wall}} \cdot \mathbf{u}_{\text{ext}}. \quad (8.27)$$

Jak zdefiniowano to powyżej wartości znajdujące się na przekątnych macierzy kształtu są strzałkami poszczególnych kształtów ($f_{\text{wall},j,j}$, $f_{\text{fra},j,j}$). Średnie z tych wartości są średnimi wartościami strzałek z n kształtów i wyznaczane są z zależności

$$f_{\text{wall-mean},j,j} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n f_{\text{wall},j,j}, \quad (8.28)$$

$$f_{\text{fra-mean},j,j} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n f_{\text{fra},j,j}. \quad (8.29)$$

Przystępując do opisu mechanicznych właściwości liniowego układu o n stopniach swobody zakłada się, że zmiana wartości $Q_{i,j}$ siły w i -tym podnośniku wywołana wymuszeniem j -tego podnośnika jest wyrażona zależnością

$$Q_{i,j} = k_{i,j} u_{\text{ext},j}. \quad (8.30)$$

Wyrazy $k_{i,j}$ są elementami macierzy sztywności $\mathbf{k}$ i wyrażają zmianę wartości siły występującej w i -tym podnośniku, wywołaną wymuszeniem $u_{\text{ext},j}$ o wartości 1. Zmiana wartości siły Q_i w i -tym podnośniku, wywołana wymuszonymi wysuwami $u_{\text{ext},j}$ o dowolnych wartościach w większej liczbie podnośników wynosi

$$Q_i = \sum_{j=1}^n k_{i,j} u_{\text{ext},j}. \quad (8.31)$$

Zatem wektor $\mathbf{Q}$ zmian wartości sił we wszystkich n podnośnikach rektyfikowanego układu, wywołany wysuwem $\mathbf{u}_{\text{ext}}$ wyraża się zależnością

$$\mathbf{Q} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{u}_{\text{ext}}, \quad (8.32)$$

gdzie wektor $\mathbf{Q}$ oraz macierz sztywności $\mathbf{k}$ układu mają postacie

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} Q_1 \\ \vdots \\ Q_i \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix}, \quad \mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_{1,1} & \dots & k_{1,j} & \dots & k_{1,n} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{i,1} & \dots & k_{i,j} & \dots & k_{i,n} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{n,1} & \dots & k_{n,j} & \dots & k_{n,n} \end{bmatrix}. \quad (8.33)$$

Elementy macierzy sztywności można wyznaczać na podstawie definicji (8.30), czyli

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} \frac{Q_{1,1}}{u_{\text{ext},1}} & \dots & \frac{Q_{1,j}}{u_{\text{ext},j}} & \dots & \frac{Q_{1,n}}{u_{\text{ext},n}} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{Q_{i,1}}{u_{\text{ext},1}} & \dots & \frac{Q_{i,j}}{u_{\text{ext},j}} & \dots & \frac{Q_{i,n}}{u_{\text{ext},n}} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{Q_{n,1}}{u_{\text{ext},1}} & \dots & \frac{Q_{n,j}}{u_{\text{ext},j}} & \dots & \frac{Q_{n,n}}{u_{\text{ext},n}} \end{bmatrix}. \quad (8.34)$$

Macierz podatności δ układu jest odwrotna do macierzy sztywności

$$\delta = \mathbf{k}^{-1}, \quad (8.35)$$

stąd

$$\mathbf{u}_{\text{ext}} = \delta \cdot \mathbf{Q}. \quad (8.36)$$

Uwzględniając w równaniu (8.27) zależności (8.36), można zapisać

$$\mathbf{u}_{\text{wall}} = \delta_{\text{wall}} \cdot \mathbf{Q}. \quad (8.37)$$

gdzie

$$\delta_{\text{wall}} = \mathbf{f}_{\text{wall}} \cdot \delta \quad (8.38)$$

Analogicznie można zapisać

$$\mathbf{u}_{\text{fra}} = \delta_{\text{fra}} \cdot \mathbf{Q}. \quad (8.39)$$

gdzie

$$\delta_{\text{fra}} = \mathbf{f}_{\text{fra}} \cdot \delta \quad (8.40)$$

oraz

$$\Delta \mathbf{l}_{\text{jack}} = \delta_{\text{jack}} \cdot \mathbf{Q}. \quad (8.41)$$

gdzie

$$\delta_{\text{jack}} = \mathbf{f}_{\text{jack}} \cdot \delta \quad (8.42)$$

Podstawiając zależności (8.36)-(8.42) do (8.16) otrzymuje się

$$\delta = \delta_{\text{wall}} + \delta_{\text{fra}} + \delta_{\text{jack}} \quad (8.43)$$

Zależność (8.43) opisująca mechaniczne charakterystyki układu o n stopniach swobody ma postać analogiczną do (8.8) opisującej charakterystyki układu o jednym stopniu swobody.

Dla każdego elementu rektyfikowanego układu, którego charakterystyka geometryczna jest opisana kwadratową macierzą kształtu przemieszczeń można wprowadzić powszechnie znane pojęcie wektora własnego $\mathbf{w}_{\text{ext}}$ i wartości własnej λ zdefiniowanych przez równanie własne. Praktyczne znaczenie mają postacie własne ściany zdefiniowane następująco:

$$\mathbf{f}_{\text{wall}} \mathbf{w}_{\text{ext}} = \lambda \mathbf{w}_{\text{ext}} \quad (8.44)$$

Wektor własny $\mathbf{w}_{\text{ext}}$ jest to taki kształt wymuszenia, który jest zgodny z kształtem przemieszczenia ściany. Oznacza to, że przyłożenie do układu wymuszenia

$$\mathbf{u}_{\text{ext}} = \mathbf{w}_{\text{ext}} \quad (8.45)$$

skutkuje przemieszczeniami ściany o takim samym kształcie jakie zadane są wymuszenia, czyli

$$\mathbf{u}_{\text{wall}} = \lambda \mathbf{w}_{\text{ext}} \quad (8.46)$$

Rozwiązując zagadnienie własne (8.44) najpierw przekształca się je do postaci

$$(\mathbf{f}_{\text{wall}} - \mathbf{I}\lambda)\mathbf{w}_{\text{ext}} = \mathbf{0} \quad (8.47)$$

Równanie (8.47) ma niezerowe rozwiązanie $\mathbf{w}_{\text{ext}}$, o ile wyznacznik

$$\det(\mathbf{f}_{\text{wall}} - \mathbf{I}\lambda) = 0 \quad (8.48)$$

Z warunku (8.48) wyznacza się wartości własne λ a następnie podstawiając te wartości do (8.47) wektory własne $\mathbf{w}_{\text{ext},j}$ ($j = 1, \dots, n$). Tych n wektorów własnych tworzy macierz $\mathbf{w}$ wektorów własnych

$$\mathbf{w} = [\mathbf{w}_{\text{ext},1}, \dots, \mathbf{w}_{\text{ext},i}, \dots, \mathbf{w}_{\text{ext},n}] \quad (8.49)$$

Przyłożenie do układu wymuszenia kinematycznego w postaci wektora własnego oznacza, że odkształcenie układu jest zgodne z wymuszeniem. W dodatnio określonym układzie o n stopniach swobody liczba postaci własnych wynosi n . W praktyce największe znacznie mają te postacie, które zapewniają wystąpienie we wszystkich podnośnikach sił ściskających. Oznacza to, że w trakcie wymuszania przemieszczeń ściany zgodny z tymi postaciami nie następuje odrywanie między ścianą a podnośnikami (podnośniki są więzami jednostronnymi). Zatem ściana podczas rektyfikacji jest cały czas podparta, jej schemat nie ulega zmianie, co jest pożądane ze względu na zapewnienie stateczności ściany. Jednocześnie przyrosty wartości sił w podnośnikach są najmniejsze.

Praca W_j wykonana nad rektyfikowanym układem w trakcie przykładania wymuszenia do j -tego podnośnika wynika ze zmiany energii układu o sztywności $k_{j,j}$, czyli

$$W_j = \frac{1}{2} k_{j,j} u_{\text{ext},j}^2, \quad (8.50)$$

Praca W wykonana nad układem po przyłożeniu do wszystkich podnośników wymuszeń $u_{\text{ext},j}$ ($j = 1, \dots, n$) wynosi:

$$W = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n k_{j,j} u_{\text{ext},j}^2, \quad (8.51)$$

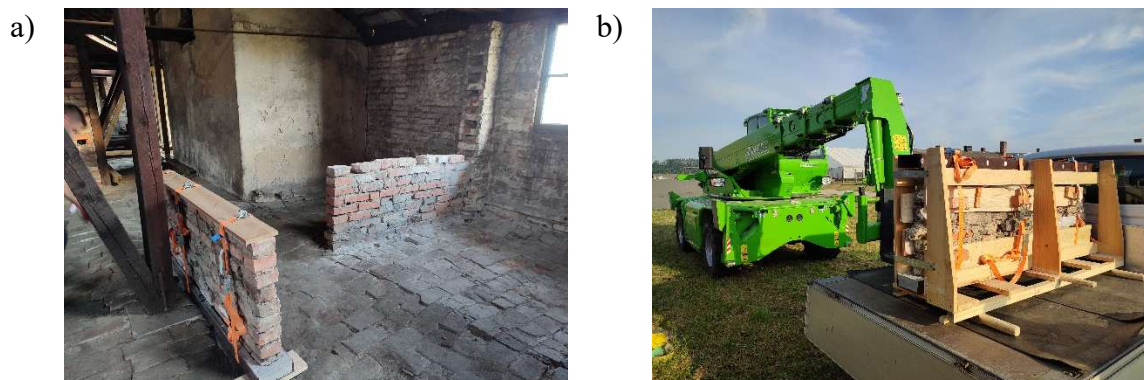
8.2 Charakterystyka fragmentu ściany

W celu identyfikacji parametrów mechanicznych rektyfikowanej ściany zaprojektowano nieniszczące badania laboratoryjne fragmentu ściany pochodzącej z murowanego baraku znajdującego się na terenie Muzeum oraz parametryczne obliczenia modelu fragmentu ściany. Na podstawie wyników badań ściany oraz wyników obliczeń wnioskowano o parametrach mechanicznych ściany.

8.2.1 Laboratoryjne badania fragmentu ściany

Typując do badań laboratoryjnych fragment ściany dążono do zachowania podobieństwa fragmentu ściany do ścian rektyfikowanych. Podobieństwo to zachowano pobierając fragment ściany wykonany z tego samego materiału co rektyfikowane ściany (materiał pochodzący z rozbiórki) oraz co istotne, wykonanego w takim samym czasie i warunkach. Do badań wytypowano fragment ściany działowej baraku B-67 (barak znajdujący się na odcinku B1a – rys. 1-1a). Celem badań laboratoryjnych było określenie zależności między obciążeniem a zmianą wysokości ściany obciążonej pionowo oraz zależności między obciążeniem mimośrodowym a promieniem krzywizny ściany. Na podstawie tych wyników wnioskowano w szczególności o module sprężystości materiału ściany.

Przed przystąpieniem do badań fragmentu ściany sporządzono stosowne dokumentacje budowlane i konserwatorskie. Były one podstawą do uzyskania zgód konserwatora zabytków i władz Muzeum na udostępnienie fragmentu ściany do badań. Fragment ściany stanowi eksponat muzealny, w związku z czym było niedopuszczalnym, aby w trakcie badań powstały w nim jakiegokolwiek uszkodzenia. Po dopełnieniu wszystkich formalności [M37], [fragment ściany został wymontowany z baraku (rys. 8-6a), odpowiednio zabezpieczony (rys. 8-6b) i przetransportowany do Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej. Badania były prowadzone pod nadzorem przedstawicieli Muzeum. Po przeprowadzeniu nieniszczących badań fragment ściany powrócił do Muzeum i został wbudowany w swoje pierwotne miejsce.



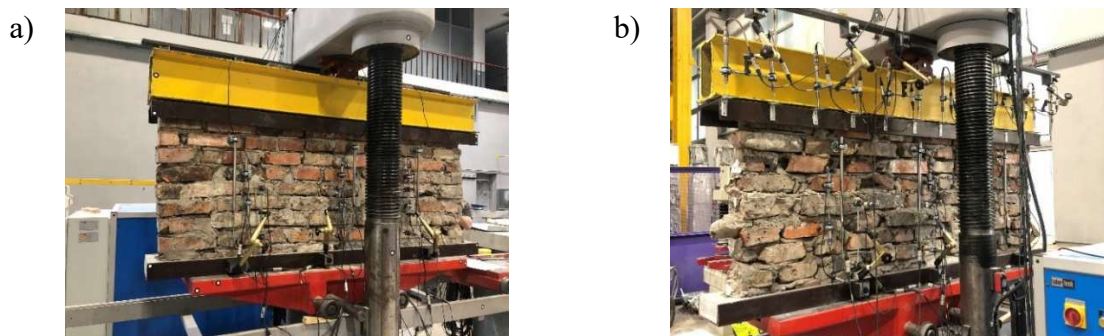
Rys. 8-6. Fragment ściany wypożyczony z Muzeum w celu przeprowadzenia badań laboratoryjnych: a) miejsce, z którego wymontowano fragment ściany (wymontowana ściana po lewej stronie), b) załadunek ściany na terenie Muzeum

Przedmiotem badań jest fragment ściany (ściana) o grubości $b = 120$ mm (grubość jednej cegły), długości 1868 mm i wysokości 720 mm (rys. 8-7). W ścianie znajduje się dziewięć warstw cegieł oraz osiem spoin wspornych. Dolne i górne krawędzie ściany zostały wyposażone w profile walcowane [200. Przestrzenie między profilami a ścianą zostały wypełnione zaprawą cementową, a same krawędzie ścian zabezpieczone folią. Profile te zapewniały odpowiednie przekazywanie obciążenia w czasie badań oraz, co istotne, były elementem wchodzącym w skład rozbudowanego układu zabezpieczającego zabytkową ścianę na czas transportu.

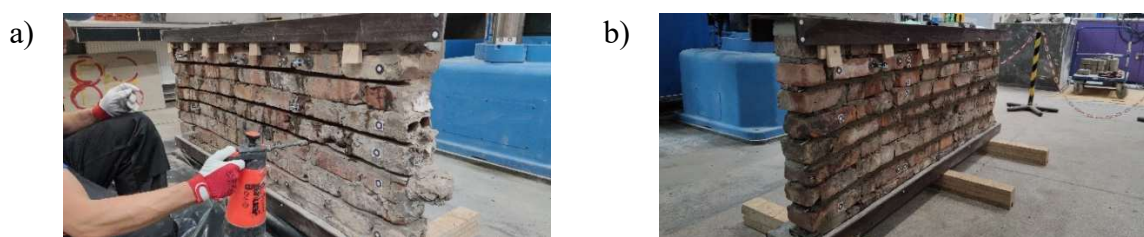
Fragment ściany badano w dwóch stanach. Stan pierwszy to ściana niewzmocniona. Stan ten odpowiada sytuacji, w jakiej znajdują się ściany baraków przed remontem. Stan drugi to ściana

wzmocniona przez wbudowanie w cztery spoiny wsporne nierdzewnych prętów średnicy 4,5 mm o kształcie spirali. Pręty zostały wbudowane z jednej strony, a spoina została wymieniona na grubości około 4 cm (rys. 8-8). Ten stan odpowiada ścianie baraku, która została wzmocniona i przykotwiona do ściany poprzecznej lub elementu wtórnego. Zakres obciążeń przykładanych do ściany podczas badań (przy obciążeniu osiowym) wywoływał w niej średnie naprężenia do 107 kPa. Są to bardzo małe wartości obciążeń, które w żaden sposób nie uszkodziły ściany. Obciążenia te odpowiadają jednak rzeczywistym wartościom sił przykładanych osiowo i mimośrodowo w obiekcie rzeczywistym. Obciążenie osiowe wynika z ciężaru własnego ściany, a obciążenie mimośrodowe wynika z odkształcenia ścian szczytowych oraz z oddziaływań przejmowanych przez ściany szczytowe podczas rektyfikacji.

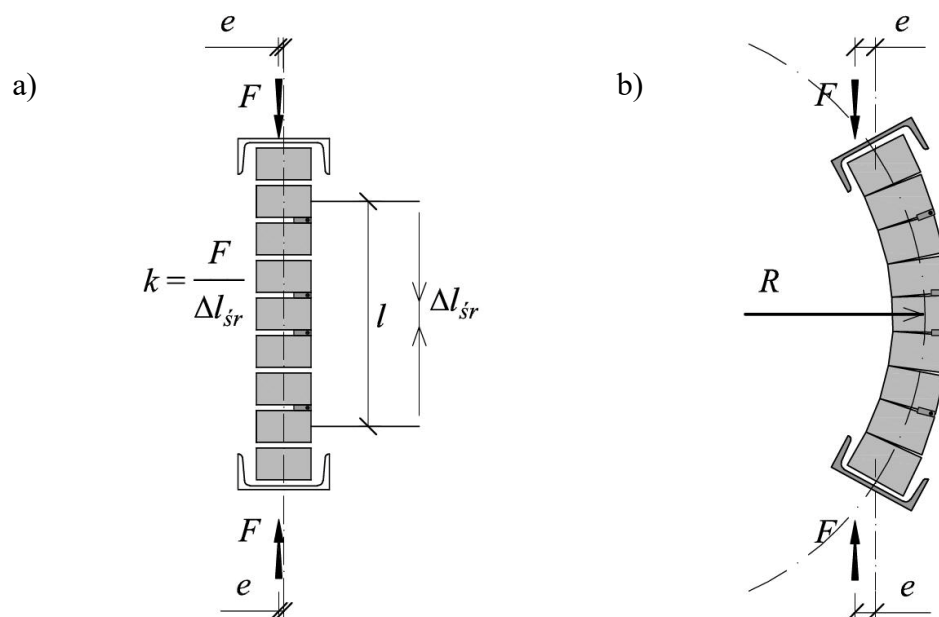
Jak przedstawiono powyżej zasadniczym celem badań było wyznaczenie odpowiedzi ściany na obciążenie siłami działającymi osiowo oraz siłami działającymi mimośrodowo wywołującymi zginanie ściany. Ponadto zaprojektowano przebadanie wpływu wzmocnienia fragmentu ściany na jej charakterystyki. Ściana obciążona osiowo (oraz obciążona na niewielkim mimośrodku do 20 mm) jest charakteryzowana przez sztywność k – (rys. 8-9a), a ściana obciążona mimośrodowo przez promień R krzywizny wywołany obciążeniem (rys. 8-9b).



Rys. 8-7. Badany fragment ściany na stanowisku badawczym: a) strona P („strona mniej ściskana”), b) strona L („strona bardziej ściskana”)



Rys. 8-8. Wzmocnienie fragmentu ściany spiralnymi prętami średnicy 4,5 mm ze stali nierdzewnej wbudowane od strony P („mniej ściskanej”): a) wykonywanie wzmocnienia, b) wzmocnienie wbudowane w badany fragment ściany

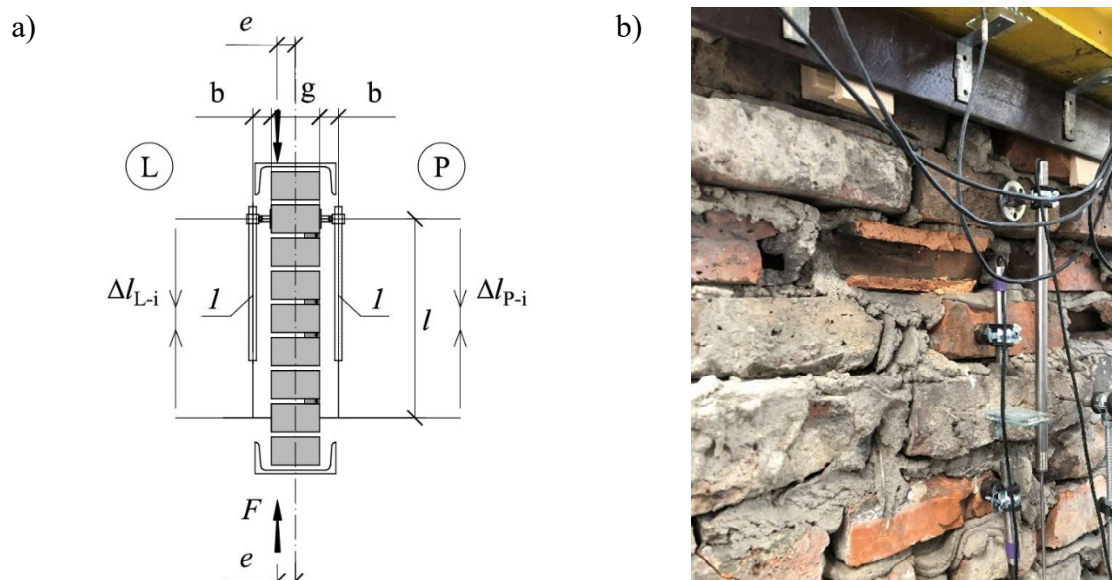


Rys. 8-9. Charakterystyki fragmentu badanej ściany: a) sztywność (k) w przypadku ściany obciążonej osiowo i na niewielkim mimośrodku, b) promień krzywizny (R) w przypadku ściany obciążonej mimośrodkowo

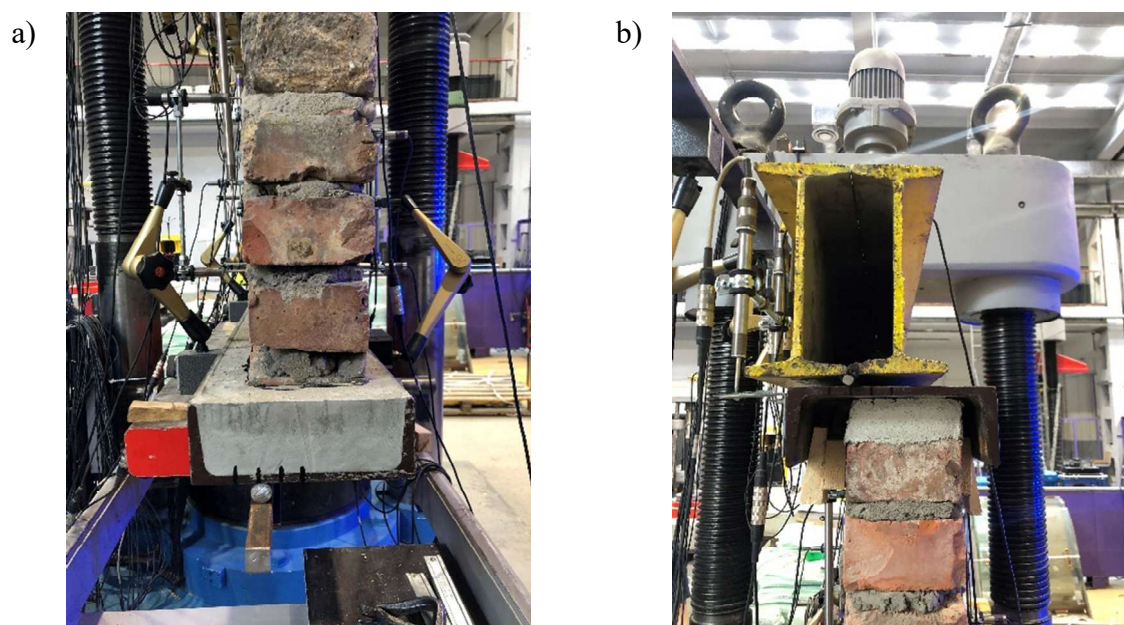
Ścianę obciążano siłą F zmieniającą się w od zera do 24 kN. Z kolei wartość mimośrodu e przyłożenia siły F wynosiła: 0 (ściskanie osiowe), 20 mm (niewielki mimośród), 40 mm i 60 mm (rys. 8-10). Żądaną wartość mimośrodu zapewniano przez ułożenie stalowego wałka między profil [200 a prasę w odległości e od środka profilu [200 (rys. 8-11). W trakcie badań mierzono w szczególności zmiany Δl długości rejestrowane przez czujniki zamocowane do ścian, przy długości bazy pomiarowej wynoszącej $l = 493$ mm. W celu identyfikacji położenia czujników mierzących zmiany długości wprowadzono oznaczenia powierzchni (stron) ściany. Literą „L” oznaczono powierzchnię ściany, w którą skierowany był mimośród e , stronę przeciwną oznaczono przez „P” (rys. 8-10a). Ze względu na położenie mimośrodu i sposób odkształcenia ściany, strona „L” była więc ściskaną a strona „P” mniej ściskaną. Ze względu na jakość ściany powierzchnia „L”, cechowała się większymi nierównościami cegieł i ułożenia oryginalnej zaprawy niż powierzchni „P”. W ścianach zewnętrznych w barakach znajdujących się na terenie Auschwitz II-Birkenau, strona „L” znajduje się od strony wewnętrznej. Z kolei strona „P”, cechująca się bardziej wyrównaną powierzchnią po stronie zewnętrznej. Jednocześnie w barakach zbrojenie w postaci spiralnych prętów ze stali nierdzewnej wbudowywane jest po stronie „P”.

Do pomiaru zmian długości zastosowano liniowe przetworniki przemieszczeń LVDT firmy Peltron a do rejestracji przemieszczeń wzmacniacze pomiarowe Catman firmy HBM. Czujniki były zamocowane do ścian za pomocą uchwytów, które zapewniały odległość między powierzchnią ściany a osią czujnika wynoszącą $b = 46$ mm (rys. 8-10a). Na każdej powierzchni ściany zamocowano po trzy czujniki mierzące zmiany Δl . W nazwie każdego czujnika znajduje się informacja o wielkości, którą mierzył (Δl) natomiast w indeksie nazwy jest informacja o stronie, na której był zamocowany (P albo L) oraz o numerze czujnika po danej stronie ($i = 1, 2, 3$). Położenie czujników mierzących zmiany długości Δl_{P-1} , Δl_{P-2} , Δl_{P-3} , Δl_{L-1} , Δl_{L-2} oraz

Δl_{L-3} zamieszczono na rysunku 8-12. W czasie badań prowadzono również inne pomiary, w tym zmiany szerokości spoin (Δl_{P-g-i} , Δl_{P-d-i} , Δl_{L-g-i} , Δl_{L-d-i} ; $i = 1, 2, 3$) przemieszczenia poziome przekrojów ściany (u_{P-i} , u_{L-i}) oraz linię ugięcia górnej krawędzi ściany (rys. 8-10b, rys. 8-12). Wyniki tych pomiarów nie będą jednak przywoływane.



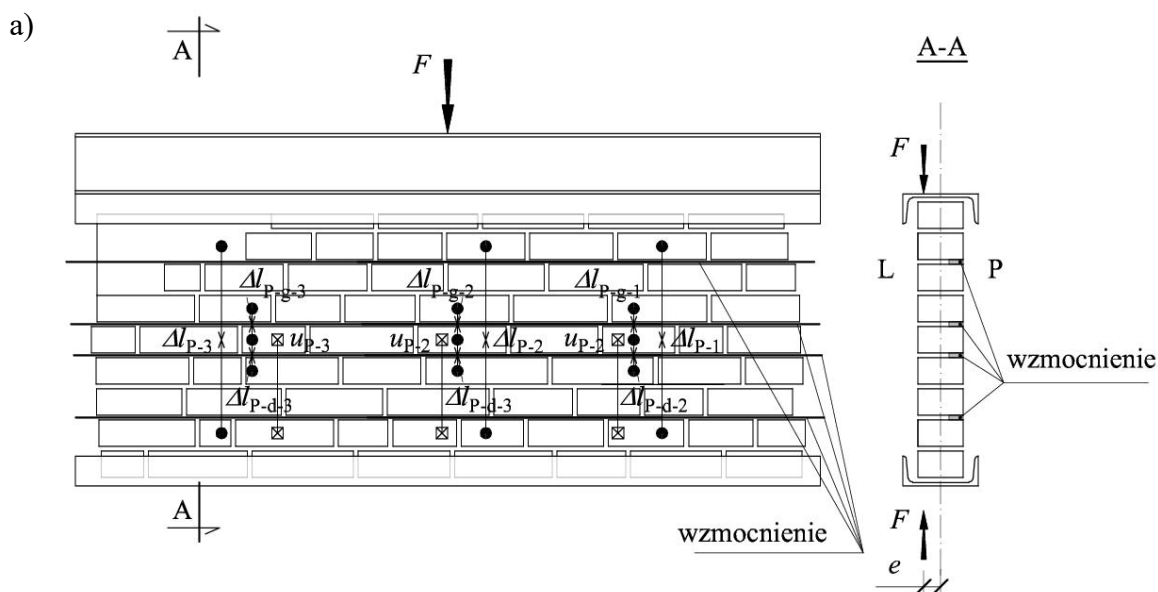
Rys. 8-10. Sposób montażu czujników mierzących zmiany długości (Δl); e – mimośród przyłożenia obciążenia F ($e = 0, 20 \text{ mm}, 40 \text{ mm}, 60 \text{ mm}$), l – baza długości 493 mm, b = 46 mm – odległość osi czujnika od powierzchni ściany, g = 120 mm – grubość badanego fragmentu ściany: a) szkic, b) widok

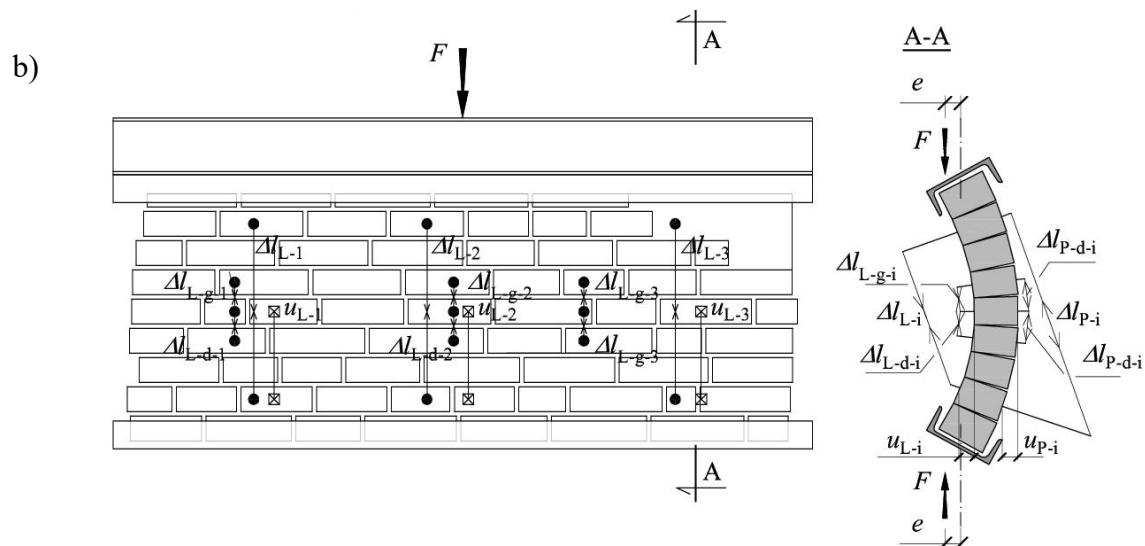


Rys. 8-11. Sposób przykładania mimośrodowego obciążenia: a) mimośród obciążenia przyłożony do dolnej krawędzi fragmentu ściany (widoczny wałek między profilem [200 a prasą, b) mimośród obciążenia przyłożony do górnej krawędzi fragmentu ściany

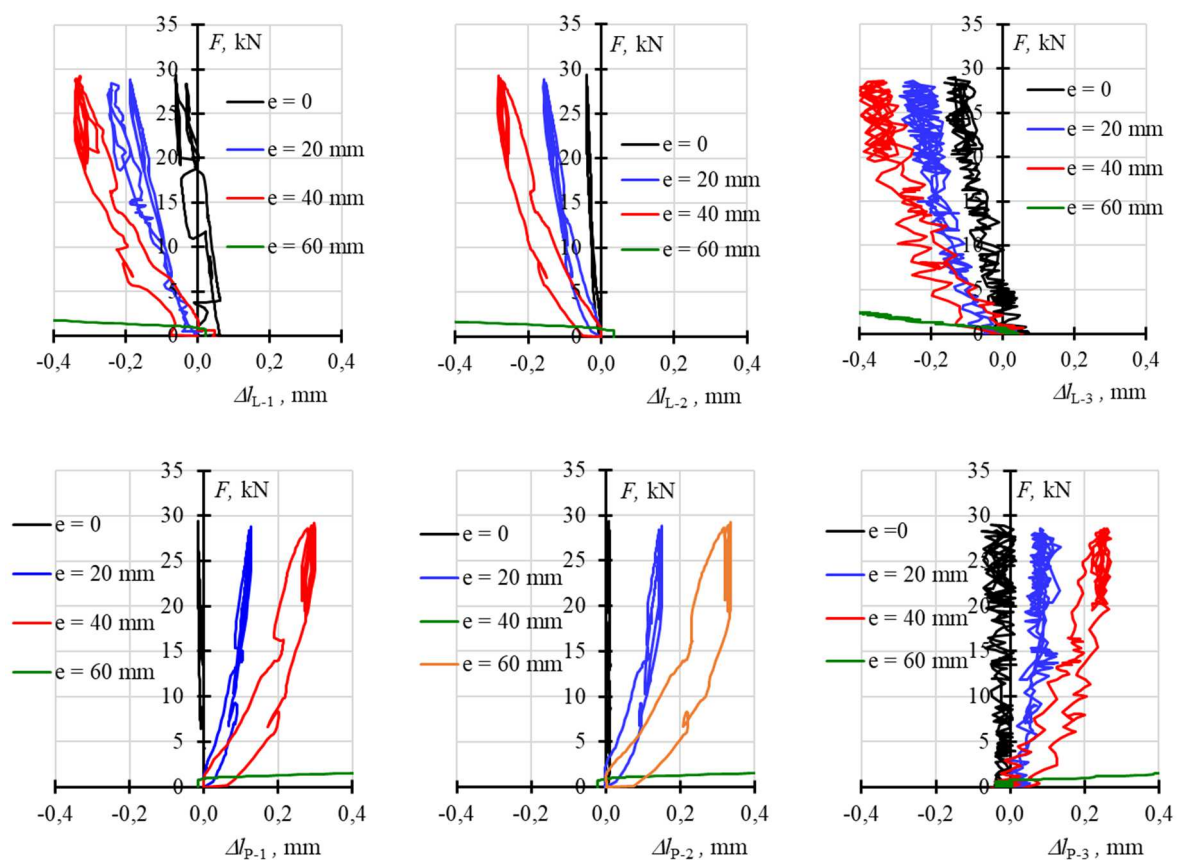
W wyniku badań otrzymano obszerny materiał, którego prezentację ograniczono do zmian długości obserwowanych podczas obciążania i odciążania fragmentu ściany w zakresie od 0 do 24 kN. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} ($i = 1, 2, 3$) w przypadku ściany przed wzmocnieniem zamieszczono na rysunku 8-13. Analogiczne pomiary uzyskane dla ściany po wzmocnieniu przedstawiono na rysunku 8-14. Wszystkie pomiary cechują się występowaniem pętli histerezy, co oznacza, że układ cechuje się parametrami sprężystymi i niesprężystymi.

W przypadku obciążenia osiowego oraz obciążenia działającego na niewielkim mimośrodku ($e = 20$ mm) sztywność muru jest reprezentowana przez iloraz siły do zmiany długości ($k = F/\Delta l$). Zasadność przyjęcia takiej miary jest następująca. Ściana obciążona siłą osiową nie doznaje rozwarć w spoinach i zachowuje się w przybliżeniu liniowo-sprężysto. Z kolei w przypadku obciążenia mimośrodowego sztywność reprezentowana jest przez promień krzywizny R . Przy mimośrodowym obciążaniu następuje otwieranie się spoin, stąd nieuprawnionym było stosowanie za miarę sztywności wielkości EI (E – moduł sprężystości materiału ściany, I – moment bezwładności). Zrezygnowano zatem ze stosowania zależności między promieniem R a sztywnością przekroju: $1/R = M/EI$, gdzie M jest momentem zginającym przekrój.

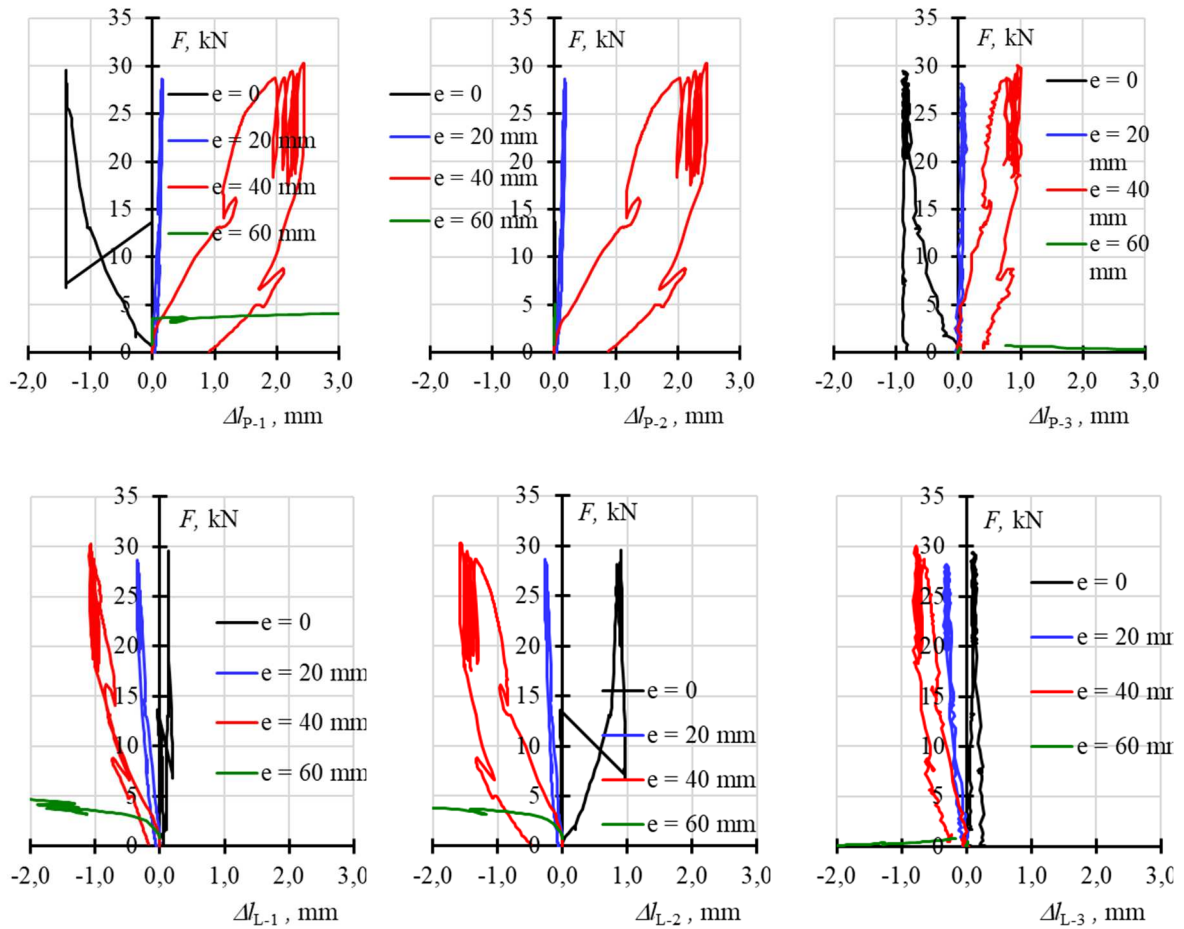




Rys. 8-12. Oznaczenia pomiarów zmian długości (Δl) i przemieszczeń (u) fragmentu ściany: a) widok strony „P” (strona „gładka”), b) widok strony „L” (strona „nierówna”)



Rys. 8-13. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} ($i = 1, 2, 3$) pomierzone na bazie l o długości 493 mm – ściana przed wzmocnieniem



Rys. 8-14. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} ($i = 1, 2, 3$) pomierzone na bazie l o długości 493 mm – ściana po wzmocnieniu

Dalsza analiza wyników polegała na odczytaniu wartości zmian długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} ($i = 1, 2, 3$) dla sześciu wyróżnionych wartości obciążenia przy F zwiększającym się od zera do obciążenia maksymalnego. Wyróżnione wartości F wynoszą: 4 kN, 8 kN, 12 kN, 16 kN, 20 kN oraz 24 kN. Następnie wyznaczono średnie zmiany długości obserwowane po stronie prawej $\Delta l_{P-\text{sr}}$ i lewej $\Delta l_{L-\text{sr}}$ według zależności

$$\Delta l_{L-\text{sr}} = \frac{\Delta l_{L-1} + \Delta l_{L-2} + \Delta l_{L-3}}{3}; \quad \Delta l_{P-\text{sr}} = \frac{\Delta l_{P-1} + \Delta l_{P-2} + \Delta l_{P-3}}{3}. \quad (8.52)$$

W przypadku ściany obciążonej osiowo ($e = 0$) oraz z niewielkim mimośrodem ($e = 20$ mm) wyznaczono średnią zmianę długości fragmentu ściany Δl_{sr} z zależności

$$\Delta l_{\text{sr}} = \frac{\Delta l_{L-\text{sr}} + \Delta l_{P-\text{sr}}}{2}. \quad (8.53)$$

Odczytane oraz obliczone zmiany długości dla poszczególnych wartości mimośrodków zestawiono w kolejnych tablicach. W przypadku ściany przed wzmocnieniem zestawiono je w tablicach o numerach 8-1 ($e = 0$), 8-2 ($e = 20$ mm), 8-3 ($e = 40$ mm), 8-4 ($e = 60$ mm). Analogicznie w tablicach o numerach 8-5, 8-6, 8-7, 8-8 zestawiono zmiany długości przypadku ściany po wzmocnieniu. Wartości te są podstawą do wyznaczania sztywności k oraz promienia R .

Sztywność k ścian obciążonych osiowo ($e = 0$) oraz obciążonych na niewielkim mimośrodku ($e = 20$ mm), dla wyróżnionych wartości obciążenia ($F = 4$ kN, 8 kNm, 12 kN, 16 kN, 20 kN oraz 24 kN) wyznaczono z zależności (8.54). Wyznaczone w ten sposób sztywności k , wyrażone w kN/mm zestawiono w tablicy 8-9 w przypadku ściany przed wzmocnieniem oraz w tablicy 8-10 w przypadku ściany po wzmocnieniu. Sztywność k przy $F = 24$ kN i $e = 0$ dla ściany przed wzmocnieniem wynosi 1338 kN/mm, a ściany po wzmocnieniu 276 kN/mm. Sztywność k dla przy $F = 24$ kN i $e = 20$ mm dla ściany przed wzmocnieniem wynosi 595 kN/mm a ściany po wzmocnieniu 316 kN/mm. Oznacza to, że sztywność ściany spada wraz z pojawieniem się mimośrod. Jednocześnie, co jest tylko pozornym zaskoczeniem, sztywność ściany po wzmocnieniu jest mniejsza niż sztywność ściany przed wzmocnieniem.

$$k = \frac{F}{\Delta l_{\dot{s}r}} \quad (8.54)$$

Rys. 8-15. Zasada wyznaczania długości promienia krzywizny R

Promień krzywizny ściany poddanej obciążeniu mimośrodowemu wyznaczono z podobieństwa trójkątów OAB i OCD z rysunku 8-15. Wyprowadzona zależność na promień R wynosi

$$R = \left(\frac{g}{2} + b \right) \frac{2l + \Delta l_{P-\dot{s}r} + \Delta l_{L-\dot{s}r}}{\Delta l_{P-\dot{s}r} - \Delta l_{L-\dot{s}r}}. \quad (8.55)$$

Obliczone na podstawie (8.55) wartości promienia zestawiono w Tablicy 8-11 w przypadku ściany przed wzmocnieniem i w Tablicy 8-12 w przypadku ściany po wzmocnieniu. Wartości promienia krzywizny ściany maleją wraz z obciążeniem i wraz z wartością mimośrodu. W przypadku ściany niewzmocnionej przy $F = 4$ kN i $e = 20$ mm wartość $R = 2020$ m a przy $F = 24$ kN i $e = 20$ mm wartość R spada do 541 m. Wzrost mimośrodu do $e = 40$ mm powoduje spadek promienia krzywizny z $R = 1507$ m przy $F = 4$ kN do $R = 319$ m przy $F = 24$ kN. W przypadku ścian wzmocnionych odpowiednie wartości promienia są mniejsze. Przy $F = 4$ kN i $e = 20$ mm wartość $R = 1905$ m a przy $F = 24$ kN i $e = 20$ mm wartość R spada do 541 m. Wzrost mimośrodu do $e = 40$ mm powoduje spadek promienia krzywizny z $R = 416$ m przy $F = 4$ kN do $R = 82$ m przy $F = 24$ kN. Ściany obciążone na mimośrodku $e = 60$ mm były

niestateczne, co wynikało z faktu, że obciążenie znajdowało się poza rdzeniem przekroju. Podczas badań obciążenie prowadzono do maksymalnego obciążenia wynoszącego $F = 5$ kN. Po próbie przekroczenia tej wartości poziome przemieszczenia ściany w środku jej wysokości bardzo się zwiększały, co rodziło obawy o badany zabytek. Z tego powodu przerywano obciążenie.

Tablica 8-1. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 0$ – ściana przed wzmocnieniem

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-\text{śr}}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-\text{śr}}$	$\Delta l_{\text{śr}}$
4	0,000	0,004	-0,026	0,002	0,063	-0,008	0,036	0,027	0,015
8	0,000	0,006	0,001	0,003	0,044	-0,020	-0,015	0,012	0,007
12	0,000	0,009	-0,041	0,004	0,034	-0,025	-0,047	0,005	0,004
16	-0,007	0,011	-0,054	0,002	0,022	-0,028	-0,048	-0,003	0,000
20	-0,009	0,010	-0,034	0,000	-0,011	-0,031	-0,105	-0,021	-0,010
24	-0,014	0,010	-0,047	-0,002	-0,031	-0,037	-0,155	-0,034	-0,018

Tablica 8-2. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 20$ mm – ściana przed wzmocnieniem

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-\text{śr}}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-\text{śr}}$	$\Delta l_{\text{śr}}$
4	0,024	0,021	0,030	0,025	-0,054	-0,031	-0,083	-0,056	-0,015
8	0,054	0,060	0,071	0,062	-0,090	-0,063	-0,129	-0,094	-0,016
12	0,073	0,082	0,103	0,086	-0,132	-0,085	-0,172	-0,130	-0,022
16	0,084	0,111	0,092	0,096	-0,156	-0,101	-0,198	-0,152	-0,028
20	0,109	0,128	0,067	0,101	-0,184	-0,116	-0,202	-0,167	-0,033
24	0,109	0,128	0,095	0,111	-0,213	-0,132	-0,230	-0,192	-0,041

Tablica 8-3. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 40$ mm – ściana przed wzmocnieniem

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-\text{śr}}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-\text{śr}}$	$\Delta l_{\text{śr}}$
4	0,055	0,059	0,031	0,048	-0,041	-0,055	-0,085	-0,060	-0,006
8	0,116	0,127	0,088	0,110	-0,135	-0,109	-0,162	-0,135	-0,012
12	0,154	0,173	0,141	0,156	-0,175	-0,146	-0,158	-0,159	-0,002
16	0,214	0,231	0,181	0,209	-0,242	-0,195	-0,273	-0,236	-0,014
20	0,208	0,238	0,180	0,209	-0,248	-0,202	-0,257	-0,236	-0,014
24	0,229	0,265	0,200	0,232	-0,284	-0,227	-0,336	-0,282	-0,025

Tablica 8-4. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 60$ mm – ściana przed wzmocnieniem

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-\dot{s}r}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-\dot{s}r}$	$\Delta l_{\dot{s}r}$
1	0,028	0,027	0,210	0,088	-0,023	-0,021	-0,143	-0,062	0,013
2	0,856	0,842	0,634	0,777	-0,472	-0,602	-0,356	-0,477	0,150
3	1,775	1,851	1,966	1,864	-0,840	-1,154	-0,636	-0,877	0,493
4	4,775	5,209	3,836	4,607	-1,269	-2,653	-1,058	-1,660	1,473
5	7,333	8,086	5,476	6,965	-1,646	-3,853	-1,353	-2,284	2,340

Tablica 8-5. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 0$ – ściana po wzmocnieniu

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-\dot{s}r}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-\dot{s}r}$	$\Delta l_{\dot{s}r}$
4	-0,392	-0,001	-0,323	-0,197	0,106	0,323	0,046	0,215	0,009
8	-0,755	-0,002	-0,516	-0,378	0,107	0,551	0,053	0,329	-0,025
12	-0,978	-0,002	-0,634	-0,490	0,114	0,692	0,073	0,403	-0,043
16	-1,134	-0,002	-0,698	-0,568	0,130	0,779	0,102	0,455	-0,057
20	-1,248	-0,003	-0,801	-0,625	0,130	0,808	0,097	0,469	-0,078
24	-1,308	-0,003	-0,822	-0,655	0,130	0,830	0,087	0,480	-0,088

Tablica 8-6. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 20$ mm – ściana po wzmocnieniu

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-\dot{s}r}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-\dot{s}r}$	$\Delta l_{\dot{s}r}$
4	0,033	0,045	-0,022	0,019	-0,067	-0,073	-0,062	-0,067	-0,024
8	0,061	0,080	0,023	0,055	-0,143	-0,123	-0,180	-0,149	-0,047
12	0,094	0,110	0,049	0,084	-0,207	-0,165	-0,212	-0,195	-0,055
16	0,092	0,114	0,060	0,089	-0,227	-0,177	-0,249	-0,218	-0,065
20	0,110	0,131	0,044	0,095	-0,266	-0,200	-0,234	-0,233	-0,069
24	0,123	0,144	0,047	0,105	-0,297	-0,220	-0,257	-0,258	-0,077

Tablica 8-7. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 40$ mm – ściana po wzmocnieniu

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-\dot{s}r}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-\dot{s}r}$	$\Delta l_{\dot{s}r}$
4	0,244	0,275	0,031	0,183	-0,274	-0,242	-0,115	-0,210	-0,013
8	0,587	0,623	0,213	0,475	-0,561	-0,507	-0,264	-0,444	0,015
12	0,965	0,988	0,359	0,771	-0,781	-0,752	-0,354	-0,629	0,071
16	1,333	1,362	0,433	1,043	-0,838	-0,962	-0,453	-0,751	0,146
20	1,244	1,284	0,449	0,992	-0,809	-0,928	-0,491	-0,743	0,125
24	1,434	1,488	0,523	1,148	-0,930	-1,052	-0,545	-0,842	0,153

Tablica 8-8. Zmiany długości Δl_{L-i} oraz Δl_{P-i} odpowiadające wartościom F przy obciążeniu rosnącym; $e = 60$ mm – ściana po wzmocnieniu

F , kN	Δl_{P-1}	Δl_{P-2}	Δl_{P-3}	$\Delta l_{P-śr}$	Δl_{L-1}	Δl_{L-2}	Δl_{L-3}	$\Delta l_{L-śr}$	$\Delta l_{śr}$
1	0,000	0,000	-0,001	0,000	-0,001	-0,001	0,007	0,002	0,001
2	-0,001	-0,001	0,253	0,084	-0,113	-0,096	-0,123	-0,111	-0,013
3	-0,003	0,000	1,685	0,561	-0,459	-0,438	-0,733	-0,543	0,009
4	2,531	0,016	5,598	2,715	-1,656	-2,649	-2,001	-2,102	0,307
5	6,868	0,016	7,476	4,787	-2,600	-4,621	-2,529	-3,250	0,768

Tablica 8-9. Sztywności k (wartości sieczne w zakresie od 0 do F) ściany ściskanej osiowo i na niewielkim mimośrodku ($e = 20$ mm) – ściana przed wzmocnieniem

F	$e = 0$	$e = 20$ mm
0 – 4 kN	---	$k = 265$ kN/mm ($E = 0,58$ GPa)
0 – 8 kN	---	$k = 524$ kN/mm ($E = 1,15$ GPa)
0 – 12 kN	---	$k = 566$ kN/mm ($E = 1,25$ GPa)
0 – 16 kN	---	$k = 578$ kN/mm ($E = 1,27$ GPa)
0 – 20 kN	$k = 1934$ kN/mm ($E = 4,25$ GPa)	$k = 615$ kN/mm ($E = 1,35$ GPa)
0 – 24 kN	$k = 1338$ kN/mm ($E = 2,94$ GPa)	$k = 595$ kN/mm ($E = 1,31$ GPa)

Tablica 8-10. Sztywności k (wartości sieczne w zakresie od 0 – F) ściany ściskanej osiowo i na niewielkim mimośrodku ($e = 20$ mm) – ściana po wzmocnieniu

F	$e = 0$	$e = 20$ mm
0 – 4 kN	---	$k = 182$ kN/mm ($E = 0,40$ GPa)
0 – 8 kN	$k = 350$ kN/mm ($E = 0,77$ GPa)	$k = 201$ kN/mm ($E = 0,442$ GPa)
0 – 12 kN	$k = 287$ kN/mm ($E = 0,63$ GPa)	$k = 234$ kN/mm ($E = 0,51$ GPa)
0 – 16 kN	$k = 282$ kN/mm ($E = 0,62$ GPa)	$k = 252$ kN/mm ($E = 0,55$ GPa)
0 – 20 kN	$k = 265$ kN/mm ($E = 0,58$ GPa)	$k = 309$ kN/mm ($E = 0,68$ GPa)
0 – 24 kN	$k = 276$ kN/mm ($E = 0,61$ GPa)	$k = 316$ kN/mm ($E = 0,70$ GPa)

Tablica 8-11. Promienie krzywizny R w metrach fragmentu ściany obciążonej mimośrodkowo – ściana przed wzmocnieniem

F	$e = 20$ mm	$e = 40$ mm	F	$e = 60$ mm
0 – 4 kN	$R = 2020$ m	$R = 1507$ m	0 – 1 kN	$R = 1081$ m
0 – 8 kN	$R = 1052$ m	$R = 666$ m	0 – 2 kN	$R = 131$ m
0 – 12 kN	$R = 759$ m	$R = 519$ m	0 – 3 kN	$R = 60$ m
0 – 16 kN	$R = 661$ m	$R = 368$ m	0 – 4 kN	$R = 26$ m
0 – 20 kN	$R = 609$ m	$R = 368$ m	0 – 5 kN	$R = 18$ m
0 – 24 kN	$R = 541$ m	$R = 319$ m		

Tablica 8-12. Promienie krzywizny R w [m] fragmentu ściany obciążonej mimośrodowo – ściana po wzmocnieniu

F	$e = 20 \text{ mm}$	$e = 40 \text{ mm}$	F	$e = 60 \text{ mm}$
0 – 4 kN	$R = 1905 \text{ m}$	$R = 416 \text{ m}$	0 – 1 kN	---
0 – 8 kN	$R = 805 \text{ m}$	$R = 178 \text{ m}$	0 – 2 kN	$R = 842 \text{ m}$
0 – 12 kN	$R = 586 \text{ m}$	$R = 117 \text{ m}$	0 – 3 kN	$R = 148 \text{ m}$
0 – 16 kN	$R = 534 \text{ m}$	$R = 91 \text{ m}$	0 – 4 kN	$R = 34 \text{ m}$
0 – 20 kN	$R = 498 \text{ m}$	$R = 94 \text{ m}$	0 – 5 kN	$R = 20 \text{ m}$
0 – 24 kN	$R = 451 \text{ m}$	$R = 82 \text{ m}$		

Uzyskane wyniki w sposób graficzny zostały przedstawione na rysunkach 8-16 i 8-17. Pierwszy z nich przedstawia wzrost zmian długości ściany Δl_{sr} (rys. 8-16a) wraz z obciążeniem i spadek sztywności k ściany wraz z obciążeniem i wzrostem mimośrodowo (rys. 8-16b) w przypadku ściany przed wzmocnieniem. Drugi rysunek przedstawia odpowiednie zmiany w przypadku ściany po wzmocnieniu (rys. 8-17). Porównanie wykresów 8-16b i 8-17b wyraźnie wskazuje na spadek sztywności ściany wywołany jej wzmocnieniem. Na podstawie tego spostrzeżenia można postawić hipotezę, że wzmocnienie ściany wykonane tylko z jednej strony zmniejsza jej sztywność. Jest to spowodowane tym, że wzmocnienie niesymetryczne (pręty zbrojenia wprowadzone są z jednej strony) wprowadza do ściany imperfekcje materiałowe, powodujące zmianę położenia osi „materiałowej” względem osi „geometrycznej” ściany. W konsekwencji wewnątrz ściany generują się mimośrodowo wpływające niekorzystnie na sztywność ściany.

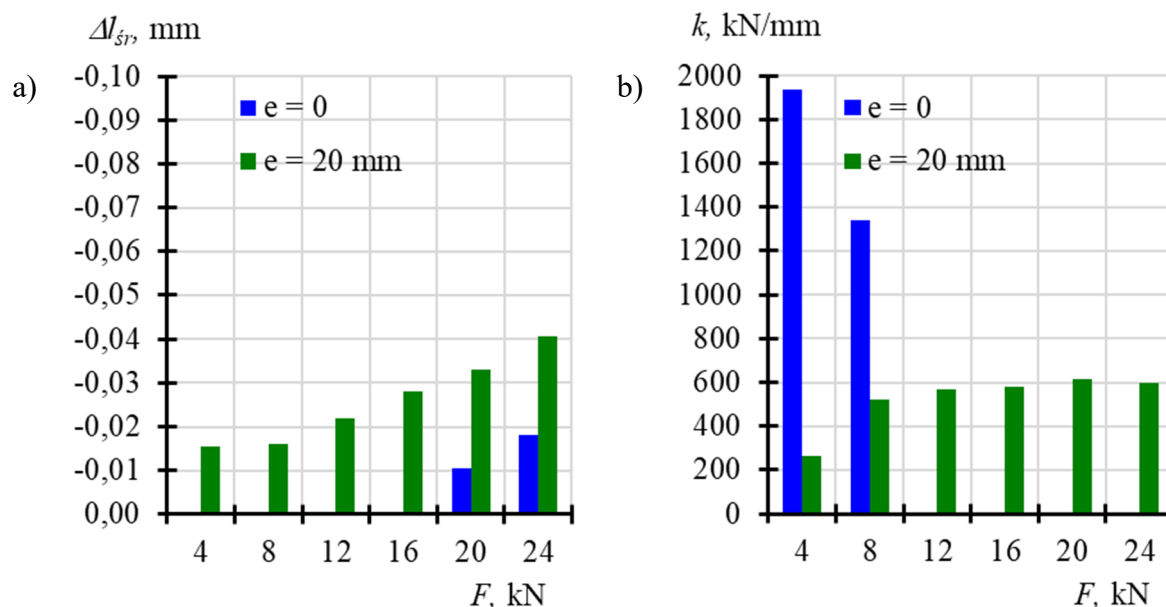
Na podstawie sztywności k fragmentu ściany oszacowano moduł sprężystości E „zhomogenizowanego” materiału na podstawie zależności

$$E = k \frac{l}{A}, \quad (8.56)$$

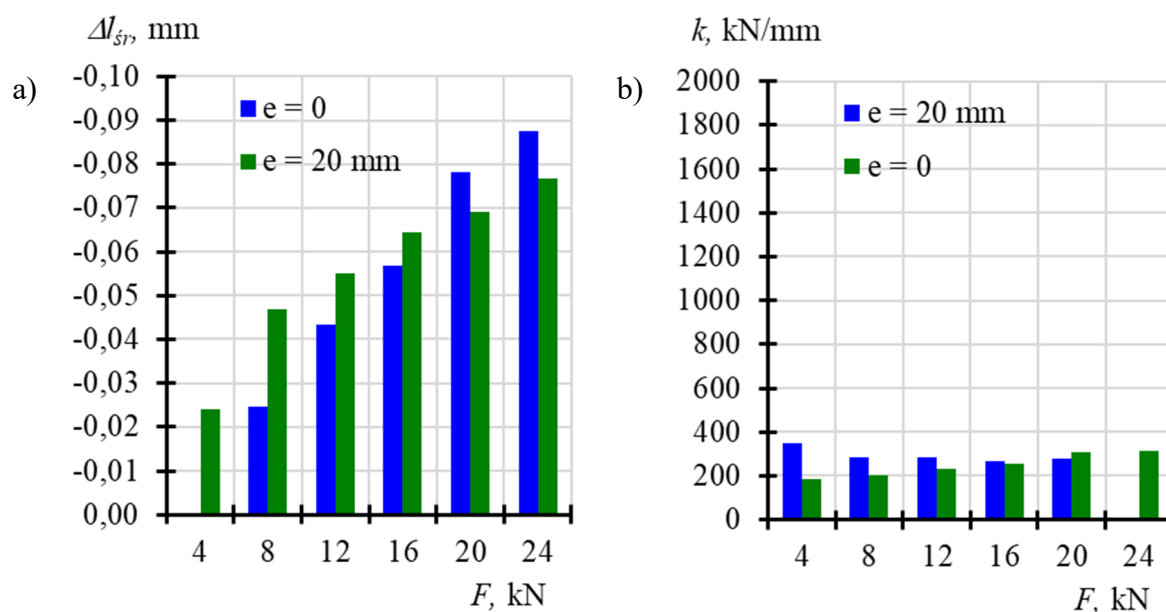
gdzie l jest długością bazy pomiarowej równą 0,493 m natomiast A jest polem przekroju badanego fragmentu ściany wynoszącym $0,12 \times 1,868 = 0,2242 \text{ m}^2$. Oszacowane w ten sposób wartości modułu E dla ściany w przypadku $e = 0$ i $e = 20 \text{ mm}$ zamieszczono w tablicach 8-9 (ściana przed wzmocnieniem) i 8-10 (ściana po wzmocnieniu). Przed wzmocnieniem, przy $e = 20 \text{ mm}$, wartość oszacowanego modułu waha się w szerokich granicach od 0,4 GPa do 1,35 GPa. Z kolei przy $e = 0$ oszacowana wartość modułu przekracza wartość 2 GPa. Po wzmocnieniu oszacowany moduł ma mniejszą wartość zmieniającą się w stosunkowo niewielkich granicach od 0,4 GPa do 0,77 GPa (tablica 8-10).

W odniesieniu do ściany obciążonej mimośrodowo promień R krzywizny maleje wraz ze wzrostem wartości mimośrodowo oraz wraz ze wzrostem obciążenia. W badanym zakresie zmienności siły F dla ściany przed wzmocnieniem przy $e = 20 \text{ mm}$ i $F = 4 \text{ kN}$ promień R wynosi 2020 m, a przy $F = 24 \text{ kN}$ promień R wynosi 541 m. Przy obciążeniu mimośrodowym $e = 40 \text{ mm}$ wyznaczony promień R wynosi odpowiednio 1507 m i 319 m. W przypadku ściany po wzmocnieniu wyznaczona wartość R dla $e = 20 \text{ mm}$ wynosi od 451 m do 1905 m, a dla $e = 40 \text{ mm}$ R wynosi od 82 m do 842 m. Zatem promień krzywizny ściany wzmocnionej jest niekorzystniejszy (mniejszy) niż ściany niewzmocnionej, co można prześledzić analizując wykresy zamieszczone na rysunkach 8-18a i 8-18b.

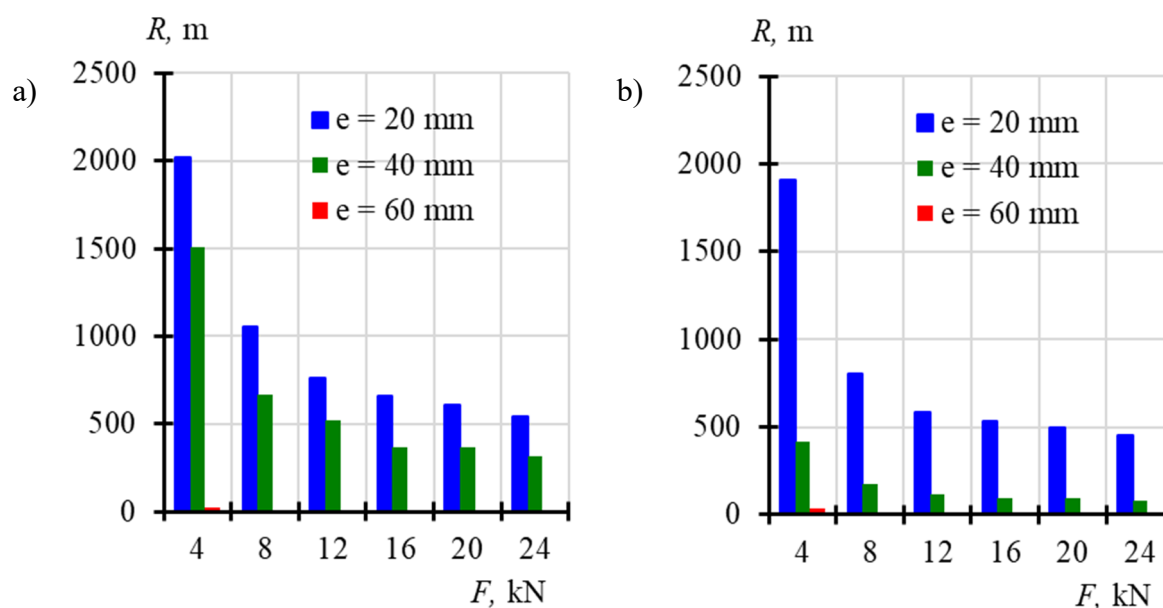
Powyższe pozwala na stwierdzenie, że należy unikać wzmacniania ścian przez niesymetryczne wbudowywanie wzmocnienia. Jednocześnie pozytywnie ocenia się wzmocnienie ścian przez tak zwane wieńce ukryte, gdzie pręty wzmacniające ściany poprowadzone są przy dwóch powierzchniach ścian.



Rys. 8-16. Wyniki badań ściany obciążonej osiowo i na niewielkim mimośrodku przed jej wzmocnieniem: a) średnie zmiany długości fragmentu ściany pomierzonej na bazie $l = 493$ mm obciążonej osiowo ($e = 0$) i na niewielkim mimośrodku ($e = 20$ mm), b) wyznaczone sztywności ściany



Rys. 8-17. Wyniki badań ściany obciążonej osiowo i na niewielkim mimośrodku po jej wzmocnieniu: a) średnie zmiany wysokości fragmentu ściany pomierzonej na bazie $l = 493$ mm obciążonej osiowo ($e = 0$) i na niewielkim mimośrodku ($e = 20$ mm), b) wyznaczone sztywności ściany



Rys. 8-18. Promień krzywizny R ściany wyznaczony dla ścian pod obciążaniem mimośrodowym, dla różnych wartości obciążenia F i wartości mimośrodu e : a) ściana przed wzmocnieniem, b) ściana po wzmocnieniu

8.2.2 Analiza obliczeniowa fragmentu ściany

Celem parametrycznej analizy obliczeniowej modelu fragmentu muru, prowadzonej dla różnych wartości modułu E materiału muru jest odniesienie wyników tej analizy do wyników badań laboratoryjnych.

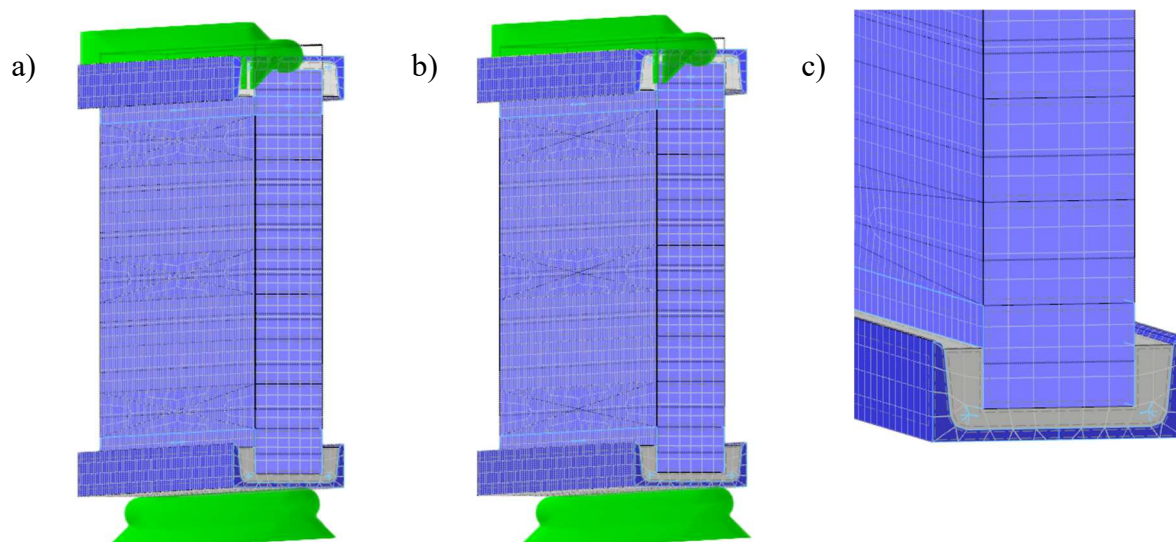
Opracowano przestrzenny model numeryczny utworzony z elementów bryłowych (3D), który odwzorowuje badany w warunkach laboratoryjnych fragment ściany. Model fragmentu ściany składa się z dziewięciu równoległościanów. Jeden równoległościan odwzorowuje jedną warstwę cegły i spoinę wsporną, w związku z czym ma on szerokość 120 mm (jedna cegła), wysokość 80 mm i długość taką jak badany fragment ściany, to jest 1868 mm (rys. 8-19). Materiał równoległościanu cechuje się modułem sprężystości E , modułem Kirchhoffa G i liczbą Poissona ν równą 0,25. Poziome styki między równoległościanami nie mają możliwości przenoszenia naprężeń normalnych rozciągających, przenoszą natomiast ściskanie i naprężenia styczne. Przy górnej i dolnej powierzchni modelu fragmentu ściany zostały odwzorowane stalowe profile ceowe. Parametry materiałowe tych profili, odwzorowanych elementami 3D, odpowiadają stali, to jest przyjęto $E = 210$ GPa, $\nu = 0,3$, $G = 80,77$ GPa. Między profilami stalowymi a murem wprowadzona została wrasta betonu grubości 50 mm, dla której przyjęto $E = 31$ GPa, $G = 12,92$ GPa, $\nu = 0,20$ (rys. 8-19c).

Podpory modelu stanowiły: liniowa nieprzesuwna podpora przegubowa na dolnej powierzchni i liniowa przegubowa podpora przesuwna na górnej powierzchni (rys. 8-19a,b). Model był obciążany liniowym obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $(F/1,868\text{m})$ przyłożonym do linii pokrywającej się przegubową podporą. Wartość F wynosiła 4, kN, 8 kN,

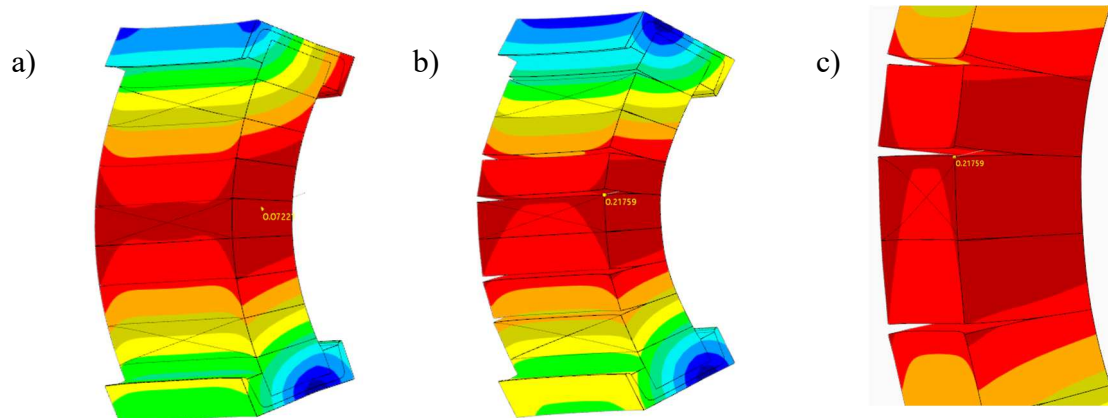
12 kN, 16 kN, 20 kN i 24 kN. Podpory, na górnej i dolnej powierzchni znajdowały się na mimośrodku e o wartości równej 20 mm i 40 mm. Model po przyłożeniu do niego obciążeń ulegał odkształceniom. Przy obciążeniu na mimośrodku $e = 20$ mm występowało niewielkie odrywanie między bryłowymi elementami równoległociennymi (rys. 8-20a). Przy $e = 40$ mm odrywanie to było już bardzo wyraźne (rys. 8-20b,c). We wszystkich przypadkach obciążenia mimośrodowego występowała krzywizna badanego fragmentu ściany. W celu wyznaczenia promienia R tej krzywizny wyznaczano położenia punktów A1, A2, B1, B2 oraz C1 i C2 odkształconego modelu (rys. 8-20). Następnie wyznaczano położenie punktów A, B, C znajdujących się środkach odcinków A1-A2, B1-B2, C1-C2. Na podstawie współrzędnych tych punktów wyznaczano długość cięciwy c (cięciwa okręgu oznaczonego grubą linią przerywaną) i wysokość łuku h tego okręgu. Ostatecznie ze wzoru

$$R = \frac{c^2 + 4h^2}{8h} \quad (8.57)$$

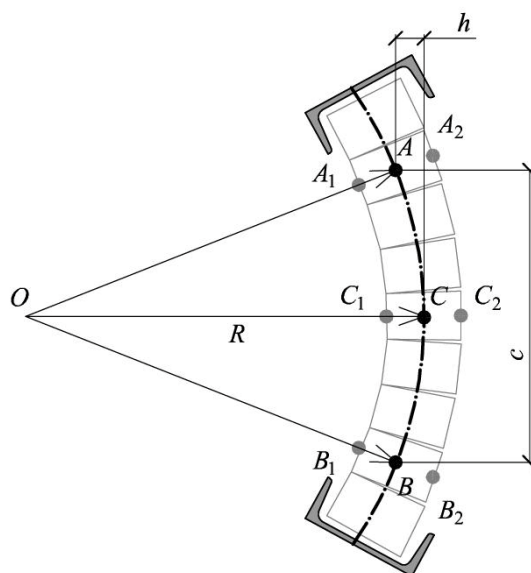
wyznaczano promień krzywizny R modelu ściany.



Rys. 8-19. Przestrzenny model badanego fragmentu ściany ściskanego osiowo i mimośrodowo: a) $e = 20$, b) $e = 40$ mm, c) dolna krawędź modelu



Rys. 8-20. Przykłady odkształceń obciążonego modelu fragmentu ściany: a) obciążenie mimośrodkowe ($e = 20$ mm), b) obciążenie mimośrodkowe ($e = 40$ mm), c) odrywanie między bryłowymi elementami równoległociennymi



Rys. 8-21. Zasada wyznaczania promienia R krzywizny modelu fragmentu ściany

Wyznaczone wartości promienia R dla ściany obciążonej na mimośrodku $e = 20$ mm, dla różnych wartości siły F i modułów sprężystości E materiału zestawiono w tablicy 8-13. Wartość R maleje wraz ze wzrostem wartości obciążenia F i wraz ze spadkiem modułu E . Dla największego analizowanego obciążenia $F = 24$ kN i najmniejszego $E = 0,25$ GPa promień osiągnął najmniejszą wartość $R = 148$ m. Dla najmniejszego obciążenia $F = 4$ kN i największego $E = 2$ GPa osiągnięto największą wartość $R = 7155$ m. Uzyskane wartości R w sposób graficzny, dla $e = 20$ mm oraz różnych wartości F i E zamieszczono na rysunku 8-22a. Na rysunku tym naniesiono także wartości R dla $e = 20$ mm i różnych wartości F uzyskane z badań laboratoryjnych rzeczywistego fragmentu ściany. Porównując wyniki obliczeń i badań okazuje się, że wyniki obliczeń dla $E = 0,5$ GPa są najmniej odległe od wyników badań.

Analogicznie w tablicy 8-14 zestawiano wartości promienia R wyznaczone dla mimośrodu $e = 40$ mm przy obciążeniu F zmieniającym się od 4 kN do 24 kN i module sprężystości E zmieniającym się od 0,5 GPa do 2 GPa. Dla największego analizowanego obciążenia

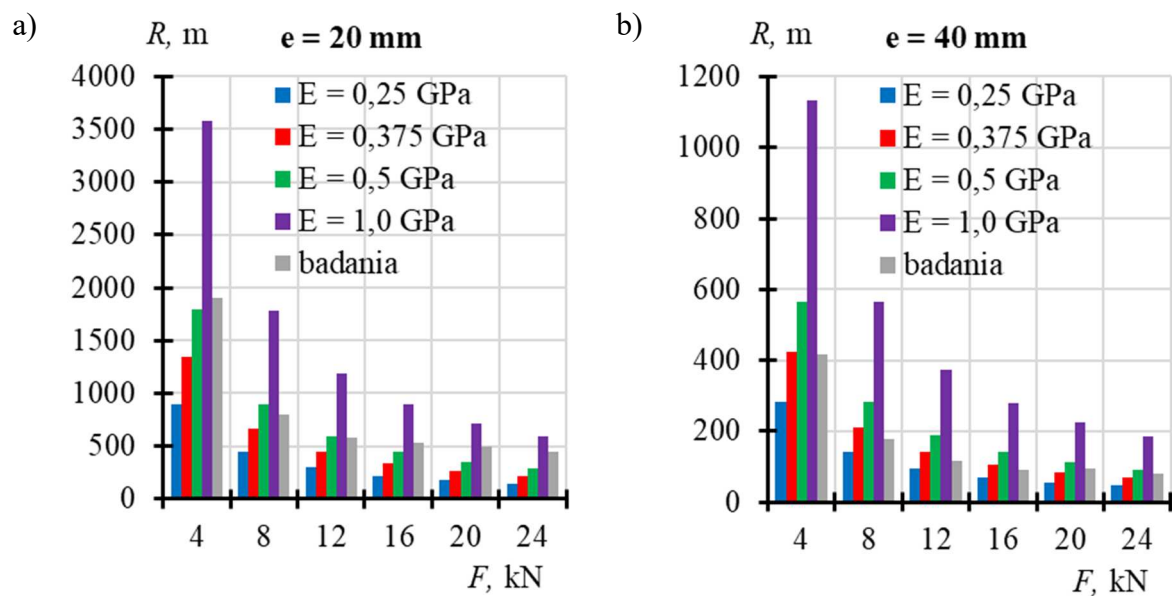
$F = 24$ kN i najmniejszego $E = 0,25$ GPa promień osiągnął najmniejszą wartość $R = 46$ m. Dla najmniejszego obciążenia $F = 4$ kN i największego $E = 2$ GPa osiągnięto największą wartość $R = 2271$ m. Uzyskane wartości R dla różnych wartości F i E dla $e = 40$ mm zamieszczono na rysunku 8-22b. Porównując wyniki obliczeń i badań dla $e = 40$ mm okazuje się, że wyniki obliczeń dla $E = 0,5$ GPa są również najmniej odległe od wyników badań.

Tablica 8-13. Obliczony promień R w metrach modelu fragmentu ściany obciążonego na mimośrodku $e = 20$ mm przy obciążeniu pionowym F zmieniającym się od 4 kN do 24 kN i module sprężystości E wynoszącym od 0,25 GPa do 2 GPa

F , kN	E , GPa					
	0,25	0,375	0,5	1	1,5	2
4	894	1342	1789	3578	5368	7155
8	447	670	893	1787	2683	3580
12	298	446	595	1190	1788	2385
16	223	334	446	892	1340	1788
20	178	267	356	713	1071	1430
24	148	222	297	593	892	1191

Tablica 8-14. Obliczony promień R w metrach modelu fragmentu ściany obciążonego na mimośrodku $e = 40$ mm przy obciążeniu pionowym F zmieniającym się od 4 kN do 24 kN i module sprężystości E wynoszącym od 0,25 GPa do 2 GPa

F , kN	E , GPa					
	0,25	0,375	0,5	1	1,5	2
4	283	425	567	1133	1703	2271
8	141	212	282	565	849	1133
12	94	141	188	375	565	754
16	70	105	140	280	423	565
20	56	84	112	223	337	451
24	46	70	93	185	280	375



Rys. 8-22. Graficzne przedstawienie wyników zamieszczonych w tablicach: a) tablicy 8-13 przy $e = 20 \text{ mm}$, b) tablicy 8-14 przy $e = 40 \text{ mm}$; na wykresach naniesiono również wyniki badań fragmentu ściany otrzymane w punkcie 8.2.1

8.3 Charakterystyka podnośników

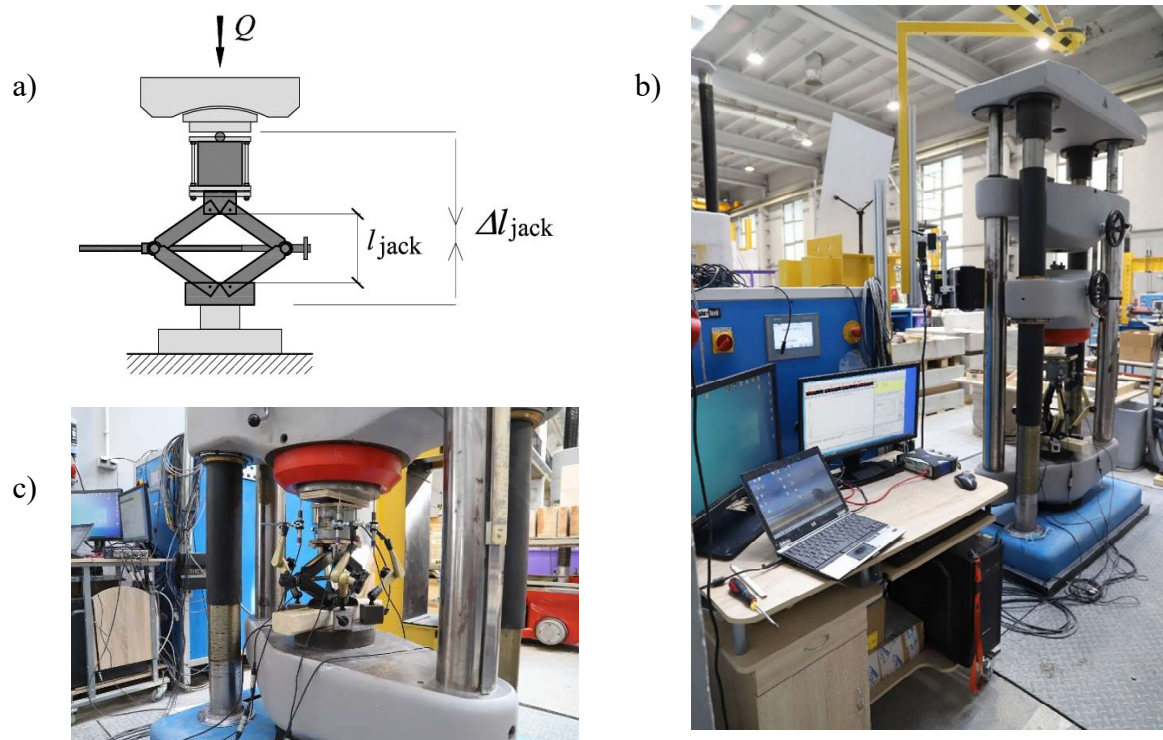
Podczas rektyfikacji przemieszczenia ściany wywoływane są zmianą długości podnośników. Jak przedstawiono w poprzednich rozdziałach podnośniki te są wbudowywane między konstrukcję oporową, a ścianę. Zwiększając długości podnośników wywoływane są w nich siły wewnętrzne i jako obciążenie zewnętrzne przekazywane na ściany. Z drugiej strony podnośniki stanowią podparcie o sztywności k_{jack} . Sztywność ta wynika ze sprężystych cech podnośników. Oprócz tych cech sprężystych podnośniki mają również cechy niesprężyste. Celem badań przedstawionych w niniejszym podrozdziale jest wyznaczenie charakterystyk sprężystych i niesprężystych podnośników. Podnośniki są dostępne w handlu pod nazwą samochodowy podnośnik trapezowy.

Zaprojektowano badania polegające na cyklicznym obciążaniu i odciążaniu podnośników osiową siłą zmieniającą się od zera do wartości Q . Wartości Q przyjęto jako równe 1 kN, 2 kN, 3 kN, 4 kN, 5 kN, 6 kN. Drugim zmiennym parametrem badań była początkowa długość podnośnika l_{jack} (rozwarcie siłownika mierzone wewnątrz zgodnie z rys. 8-23a). Długość tą przyjęto jako równą: 0, 50 mm, 100 mm, 150 mm, 200 mm oraz 250 mm. Zestawienie parametrów, dla których badano podnośniki, w postaci par $(l_{jack}; Q)$ zamieszczono na w tablicy 8-15.

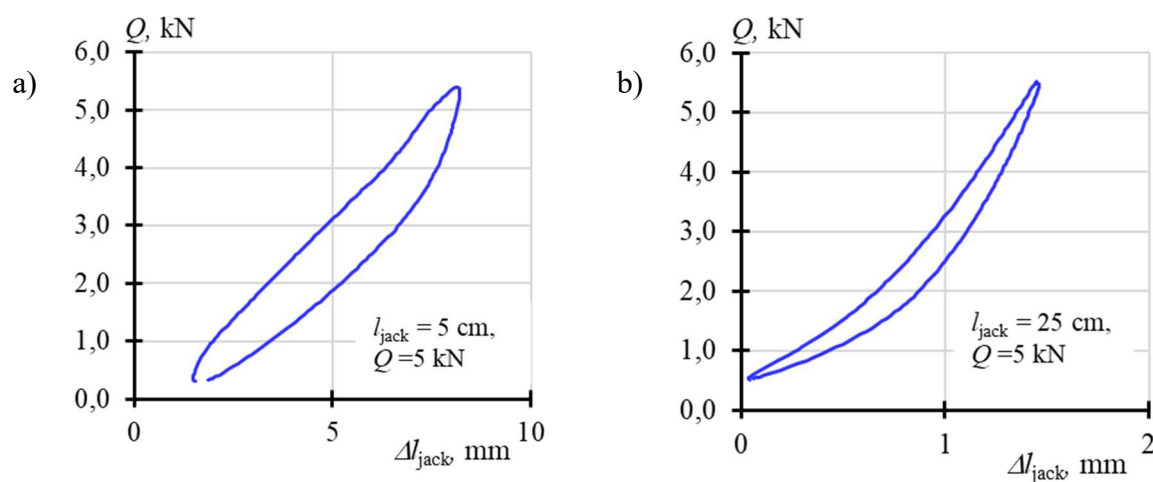
Przebieg badań był następujący. Podnośnik skręcano śrubą będącą częścią tego podnośnika w taki sposób, aby przyjął on zadaną długość l_{jack} (l_{jack} jest miarą rozwarcia podnośnika – rys. 8-23a) i ustawiano w prasie. Z podnośnikiem połączony był siłomierz (rys. 8-23b,c) w taki sam sposób, w jaki przedstawiono to na rysunku 9-5 (badania in situ opisane w podrozdziale 9.1). Badania podnośnika polegały na kilkukrotnym obciążaniu układu podnośnik-siłomierz siłą cykliczną od zera do Q i rejestrowaniu zmiany długości podnośnika Δl_{jack} oraz siły. W wyniku tych badań uzyskiwano linie $Q-\Delta l_{jack}$. Rysunek 8-24a przedstawia taką linię dla niewielkiego rozwarcia podnośnika $l_{jack} = 50$ mm i zmiany obciążenia $Q = 5$ kN. Widać wyraźną pętlę o kształcie zbliżonym do elipsy, a zmiana długości podnośnika wynosi około 5 mm. Z kolei na rysunku 8-24b przedstawiono pętlę uzyskaną dla maksymalnego rozwarcia podnośnika $l_{jack} = 250$ mm i $Q = 5$ kN. Pętla histerezy ma tu inny kształt odbiegający od elipsy, a zmiana długości podnośnika przy takim samym Q jest znacznie mniejsza i wynosi ok. 1,5 mm.

Tablica 8-15. Program badań podnośnika $(l_{jack}; Q)$, gdzie l_{jack} – długość podnośnika bez osprzętu (rys. 8-23), Q – zmiana wartości siły w podnośniku w zakresie: $0 \rightarrow Q \rightarrow 0$

$l_{jack}; Q$					
mm; kN					
0; 1	50; 1	100; 1	150; 1	200; 1	250; 1
0; 2	50; 2	100; 2	150; 2	200; 2	250; 2
0; 3	50; 3	100; 3	150; 3	200; 3	250; 3
0; 4	50; 4	100; 4	150; 4	200; 4	250; 4
0; 5	50; 5	100; 5	150; 5	200; 5	250; 5
0; 6	50; 6	100; 6	150; 6	200; 6	250; 6



Rys. 8-23. Badania podnośników w warunkach laboratoryjnych: a) mierzone wielkości, b) stanowisko badawcze, c) podnośnik w prasie



Rys. 8-24. Przykłady uzyskiwanych zależności $Q-\Delta l_{jack}$ wyników dla różnych wartości Q i l_{jack} : a) $Q = 5$ kN, $l_{jack} = 50$ mm, b) $Q = 5$ kN, $l_{jack} = 250$ mm

W celu systematycznej analizy uzyskanych wyników dla wszystkich uzyskanych pętli wyznaczono minimalne i maksymalne wartości siły Q (Q_{min} , Q_{max}) minimalne i maksymalne

wartości Δl_{jack} ($\Delta l_{\text{jack-min}}$, $\Delta l_{\text{jack-max}}$) oraz powierzchnię pętli histerezy ψ_{jack} zawierającą się między gałęzią odpowiadającą obciążaniu (Q_{load}) i odciążaniu podnośnika (Q_{unload}) – rys. 8-25a. Wartość ψ_{jack} wyznaczano z zależności na pole wielokąta, gdy danych jest n jego wierzchołków o współrzędnych (Q_i , $\Delta l_{\text{jack},i}$):

$$\psi_{\text{jack}} = \frac{1}{2} \Delta l_{\text{jack},i} (Q_{i-1} - Q_{i+1}). \quad (8.58)$$

Przyjęto model podnośnika, który składa się z ustawionych równolegle elementu sprężystego, w którym występuje siła sprężysta $N_{\text{jack-el}}$ oraz elementu, w którym występuje siła tarcia wewnętrznego $N_{\text{jack-fr}}$ (rys. 8-25b). Siły $N_{\text{jack-el}}$ i $N_{\text{jack-fr}}$ równoważą obciążenie Q przykładane z prasy. Wartość siły sprężystej jest iloczynem zmiany długości podnośnika i jego sztywności (k_{jack}). Ponadto założono, że wartość $N_{\text{jack-fr}}$ zależy od obciążenia Q . W zdefiniowanym modelu podnośnika warunkiem zmiany jego długości jest przyłożenie do niego obciążenia o wartości Q większej niż stała, dla danego Q , siła tarcia wewnętrznego $N_{\text{jack-fr}}$. Zatem w pierwszym etapie obciążania ($Q_{\text{load-1}}$), gdy $Q < N_{\text{jack-fr}}$, wzrostowi Q nie towarzyszy zmiana długości podnośnika. Po przewyżczeniu sił tarcia wewnętrznego następuje zmiana długości podnośnika, zależność Q - Δl_{jack} jest liniowa, przy czym nachylenie linii $Q_{\text{load-2}}$ wynosi k_{jack} . Po przyłożeniu maksymalnej wartości obciążenia następuje odciążanie podnośnika. W pierwszym etapie odciążania podnośnika ($Q_{\text{unload-1}}$) nie może zajść zmiana jego długości, ponieważ w przyjętym modelu uniemożliwiają ją siły tarcia wewnętrznego. Zmiana ta może nastąpić po zmniejszeniu obciążenia o wartość $2N_{\text{jack-fr}}$, to znaczy po zmianie zwrotu wewnętrznej siły tarcia na przeciwny. Drugi etap odciążania ($Q_{\text{unload-2}}$) następuje po linii prostej, której nachylenie wynosi k_{jack} . W modelu tym wartość siły tarcia wewnętrznego wyznaczana jest z zależności

$$N_{\text{jack-fr}} = \frac{\psi_{\text{jack}}}{2(\Delta l_{\text{jack-max}} - \Delta l_{\text{jack-min}})}, \quad (8.59)$$

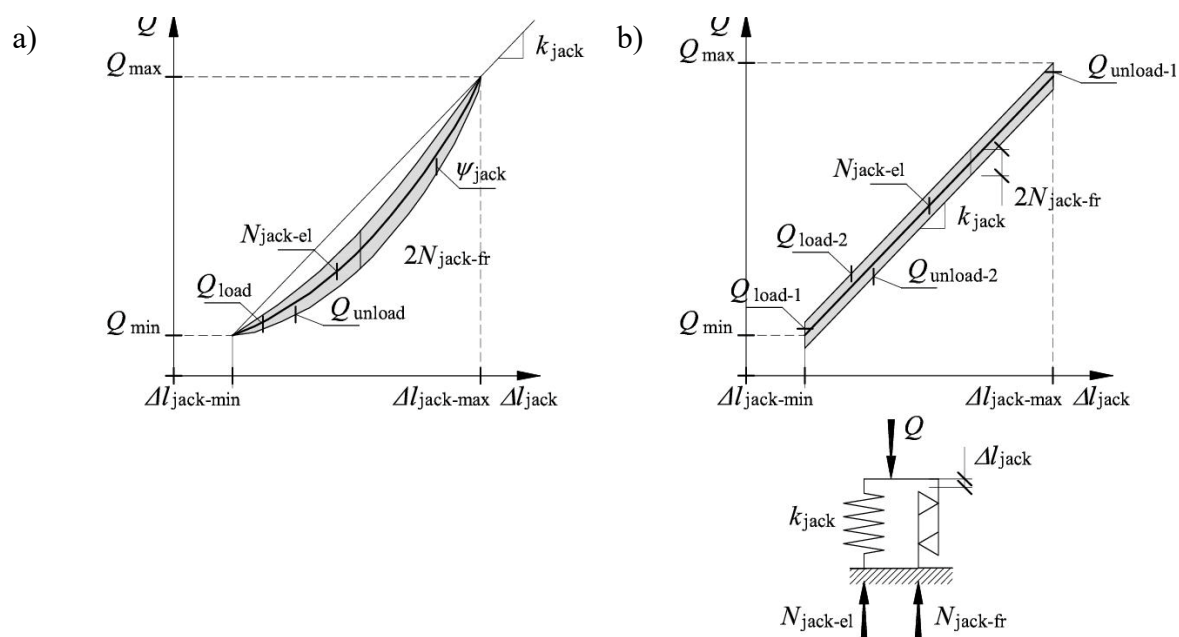
a sztywność podnośnika szacowana jest z zależności

$$k_{\text{jack}} = \frac{Q_{\text{max}} - Q_{\text{min}} - N_{\text{jack-fr}}}{\Delta l_{\text{jack-max}} - \Delta l_{\text{jack-min}}}. \quad (8.60)$$

Ponadto w modelu wyznaczany jest współczynnik rozpraszania energii w podnośniku równy ilorazowi powierzchni ψ_{jack} pętli histerezy do energii potencjalnej zgromadzonej w podnośniku ($E_p = 1/2 k_{\text{jack}} (\Delta l_{\text{jack-max}} - \Delta l_{\text{jack-min}})^2$):

$$\chi_{\text{jack}} = \frac{2 \psi_{\text{jack}}}{k_{\text{jack}} (\Delta l_{\text{jack-max}} - \Delta l_{\text{jack-min}})^2}. \quad (8.61)$$

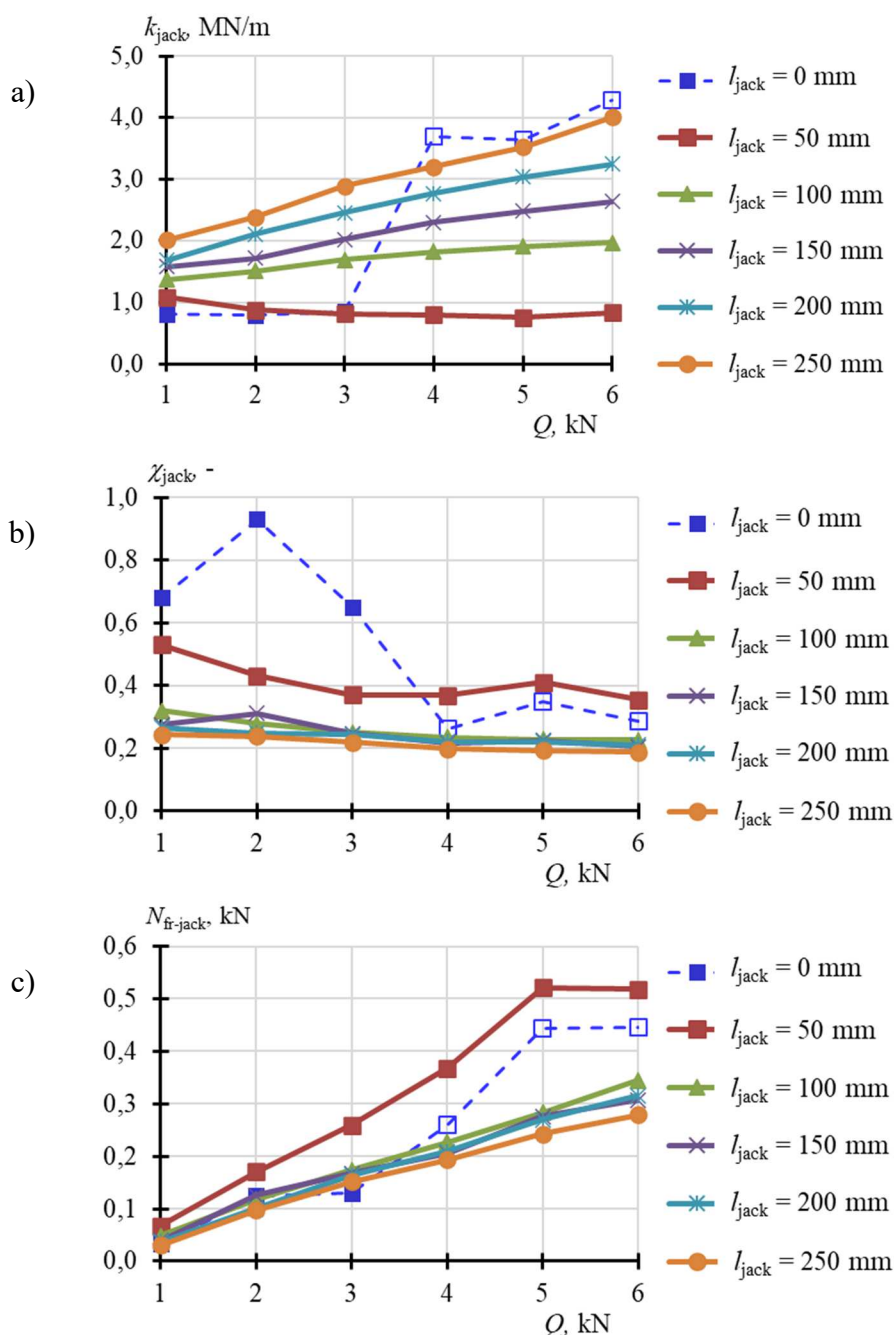
Sztywność podnośnika rośnie wraz ze zwiększeniem jego długości (l_{jack}) i obciążenia. Przykładowo przy minimalnym rozwarciu podnośnika ($l_{\text{jack}} \approx 0$) i niewielkim obciążeniu ($Q = 1$ kN) jego sztywność (k_{jack}) wynosi 0,85 kN/m. Przy maksymalnej długości podnośnika ($l_{\text{jack}} \approx 250$ mm) i obciążeniu równym 6 kN $k_{\text{jack}} = 4,009$ kN/m (tablica 8-6 i rys. 8-26a). Siła tarcia wewnętrznego zależy głównie od wartości obciążenia, a w niewielkim stopniu od jego długości (rys. 8-26b). Jej wartość to około 5% obciążenia Q . Wartość współczynnika rozpraszania energii ψ_{jack} dla różnych wartości obciążenia Q długości l_{jack} przedstawiono na rysunku 8-26c. W przedstawionych tu badaniach przy $l_{\text{jack}} \approx 0$ wyniki uzyskano tylko dla $Q < 4$ kN. Wynika to z faktu, że przy większym obciążeniu nastąpił wzajemny docisk ramion podnośnika trapezowego i uległ zmianie wewnętrzny schemat statyczny podnośnika.



Rys. 8-25. Analiza zależności $Q-\Delta l_{jack}$: a) interpretacja uzyskanych wyników, b) przyjęty model siły tarcia wewnętrznego: Q_{load} – krzywa reprezentująca obciążanie, Q_{unload} – krzywa reprezentująca odciążanie, ψ_{jack} - pole powierzchni pętli histerezy

Tablica 8-16. Sztywność podnośnika k_{jack} w kN/m w zależności od wartości zmiany siły Q i długości podnośnika l_{jack}

Q , kN	l_{jack} , mm					
	0	50	100	150	200	250
1	0,805	1,084	1,374	1,578	1,679	2,011
2	0,787	0,871	1,507	1,714	2,110	2,388
3	0,850	0,812	1,692	2,018	2,451	2,886
4	3,688	0,793	1,824	2,296	2,769	3,199
5	3,635	0,756	1,910	2,477	3,032	3,521
6	4,279	0,831	1,972	2,635	3,245	4,009



Rys. 8-26. Charakterystyki podnośnika jako wielkości zależne od zmiany wartości obciążenia (Q) i długości podnośnika (l_{jack}): a) sztywność podnośnika k_{jack} , b) współczynnik rozpraszania energii χ_{jack} , c) wewnętrzna siła tarcia w podnośniku

8.4 Analiza obliczeniowa modelu MES rektyfikowanego układu

Analiza obliczeniowa rektyfikowanej ściany została przedstawiona w trzech kolejnych punktach, zgodnych z przyjętym algorytmem budowy modelu i prowadzenia obliczeń. Najpierw scharakteryzowano cechy geometryczne powierzchniowego modelu rektyfikowanej ściany (punkt 8.4.1). Następnie wyznaczono w sposób obliczeniowy, przy pomocy odpowiedniego modelu pomocniczego, charakterystyki mechaniczne spoin wspornych rektyfikowanej ściany i przedstawiono sposób ich implementacji do modelu powierzchniowego

(punkt 8.4.2). W ostatnim punkcie przedstawiono powierzchniowo-prętowy model całego rektyfikowanego układu oraz przeanalizowano wyniki parametrycznych obliczeń tego modelu (punkt 8.4.3).

8.4.1 Charakterystyki geometryczne modelu ściany

Rektyfikowana ściana wchodzi w skład układu, który poza samą ścianą tworzą podnośniki oraz konstrukcja oporowa. Model tego układu musi odwzorowywać geometrię rzeczywistej ściany a także uwzględniać wyniki badań laboratoryjnych fragmentu ściany i podnośnika.

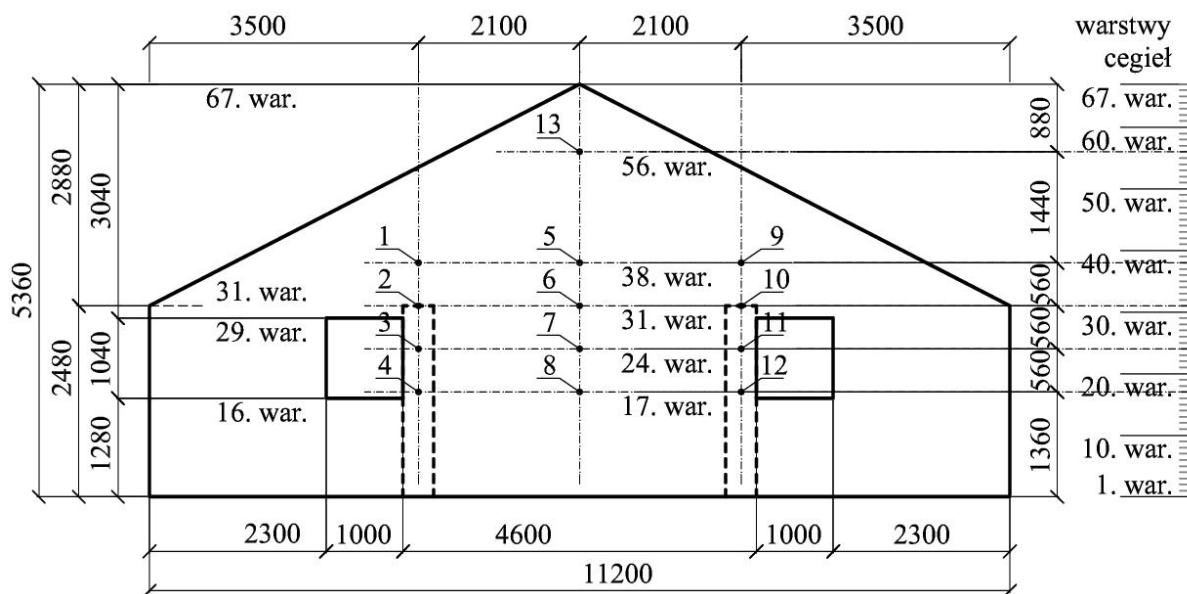
Widok ściany, który został odwzorowany w programie komputerowym RFEM 6 firmy Dlubal za pomocą elementów powierzchniowych przedstawiono na rysunku 8-27. Jej szerokość wynosi 11200 mm, wysokość w środku jest równa 5360 mm, a wysokość przy krawędziach pionowych 2480 mm. W ścianie znajdują się dwa otwory okienne o szerokości 1000 mm i wysokości 1040 mm. W odległości 3500 mm od krawędzi znajdują się dwa pilastry o wysokości 2480 mm. Grubość ściany wynosi 120 mm, a pilastry mają przekrój 400/400 mm. Podpory ściany stanowią podpory liniowe oraz podpory punktowe. Podpory liniowe, w postaci utwierdzenia zostały zdefiniowane wzdłuż dwóch pionowych krawędzi. Wzdłuż dolnej krawędzi ściany została wbudowana podpora, której charakterystyka jest taka sama jak charakterystyka spoin wspornych (charakterystyka spoin wspornych zostanie omówiona poniżej w punkcie 8.4.2). Ponadto ściana podparta jest trzynastoma sprężystymi podporami punktowymi. Sztywność podpór punktowych odpowiada sztywności podnośników oraz konstrukcji oporowej (jeżeli konstrukcja ta została uwzględniona w modelu).

Ukośne krawędzie ścian są krawędziami swobodnymi, ponieważ w czasie rektyfikacji konstrukcja dachu jest rozebrana i pławie dachowe nie stanowią podparcia ściany.

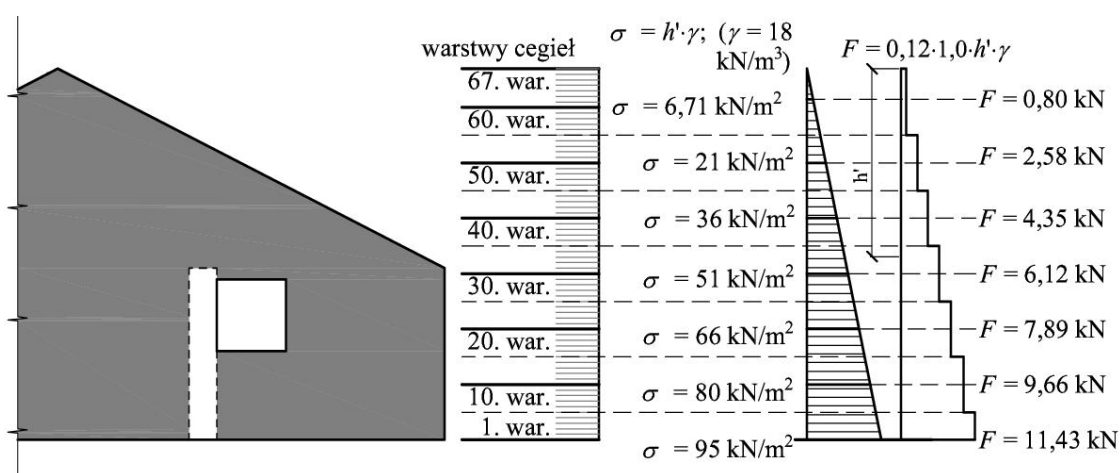
Zgodnie z przeprowadzoną inwentaryzacją model ściany tworzy 67 warstw cegieł. Każda warstwa cegieł (z zaprawą) ma wysokość 80 mm, stąd wysokość modelu ściany $67 \times 80 = 5360$ mm. Z rozplanowania warstw cegieł przedstawionego po prawej stronie rysunku 8-27 wynika, że dolną prostokątną część ściany tworzy 31 warstw, a górną trójkątną 36 warstw.

Zgodnie z opracowaną technologią rektyfikacji wszystkie elementy, które opierają się na ścianie zostają zdemontowane przed rektyfikacją. Do elementów tych należą płatwie opierające się na ukośnych krawędziach ściany, murłaty obciążające pionowe krawędzie, słupy ustawione na pilastrach oraz miecze przekazujące obciążenie na słupy i fragment ściany nad pilastrami. Zatem obciążenie ciężarem własnym wynika jedynie z warstw cegieł. Na rysunku 8-28 przedstawiono analizę tego obciążenia w odniesieniu do przekroju pionowego poprowadzonego przez środek ściany. Obciążenie to zmienia się od zera na górnej krawędzi ściany do $\sigma = 95 \text{ kN/m}^2$ na jej dolnej krawędzi. Dokonano dyskretyzacji tego obciążenia wyznaczając średnie obciążenie dla grup warstw cegieł. Dla pierwszej grupy 12 warstw cegieł licząc od góry obciążenie to wynosi $\sigma = 6,71 \text{ kN/m}^2$, dla drugiej grupy warstw cegieł (licząc od góry), w której występuje 10 cegieł obciążenie to wynosi $\sigma = 21 \text{ kN/m}^2$, dla trzeciej grupy liczącej 10 warstw $\sigma = 36 \text{ kN/m}^2$ itd. (rys. 8-28). Mnożąc te obciążenie przez grubość ściany wynoszącą 0,12 m oraz 1 m długości ściany, otrzymano równoważne obciążenie skupione F przyłożone do warstwy o długości 1 m. Wartości siły F wynoszą zatem: 0,80 kN, 2,58 kN, 4,35 kN itd. (wykres po prawej stronie rysunku 8-28).

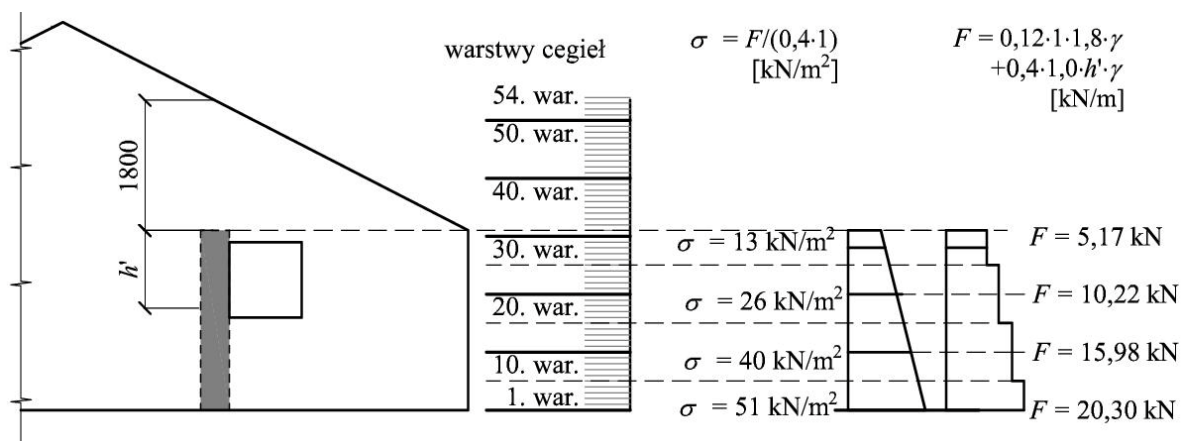
Analogiczną analizę przeprowadzono w odniesieniu do pilastra, co można prześledzić na rysunku 8-29. W konsekwencji dyskretyzacji obciążenia uzyskano siły skupione, które należałoby przyłożyć do pilastra długości 1 m, aby uzyskać odpowiadające obciążenie równomiernie rozłożone wynikające z ciężaru pilastra szerokości 1 m i ciężaru ściany wysokości 1,8 m nad pilastrem. Wartości tych sił F dla grup warstw cegieł (położenie grup warstw cegieł w pilastrze odpowiada położeniu grup warstw cegieł w ścianie) wynoszą: 5,17 kN, 10,22 kN, 15,98 kN i 20,30 kN (wykres po prawej stronie rysunku 8-29).



Rys. 8-27. Geometria ściany szczytowej przyjęta do tworzenia modelu z układem warstw cegieł i trzynastoma punktami (1, 2, ..., 13), w których znajdują się podpory sprężyste oraz do których przykładano obciążenie w postaci wymuszenia kinematycznego



Rys. 8-28. Naprężenia normalne σ wywołane ciężarem własnym działające na ścianę podczas rektyfikacji



Rys. 8-29. Naprężenia normalne σ wywołane ciężarem własnym działające na pilaster podczas rektyfikacji

8.4.2 Charakterystyki mechaniczne modelu muru

Zrelacjonowane w podrozdziale 8.2 badania laboratoryjne fragmentu ściany pozyskanego z Muzeum oraz obliczenia numeryczne modelu tego fragmentu ściany wykazały, że wartość „zhomogenizowanego” modułu sprężystości E ściany ściskanej i zginanej (ściskane na mimośrodku $e = 20 \text{ mm}$ i $e = 40 \text{ mm}$) wynosi ok. 0,5 GPa (rys. 8-22). Podobną wartość modułu uzyskano w przypadku ściany wzmocnionej obciążonej osiowo i przy ściskaniu na niewielkim mimośrodku (tablica 8-10). Jednocześnie w przypadku ściany obciążonej osiowo przed wzmocnieniem wartości tego modułu są znacznie większe i wynoszą 2,94 GPa a nawet 4,25 GPa (tablica 8-9). Jednakże już przy ściskaniu ściany niewzmocnionej z niewielkim mimośrodem ($e = 20 \text{ mm}$) oszacowana wartość „zhomogenizowanego” modułu sprężystości E wynosi od 0,58 GPa do 1,35 GPa (tablica 8-9). W związku z różnymi oszacowaniami wartości E , zdecydowano się poniżej prowadzić parametryczne obliczenia ściany. Polegają one między innymi na przyjmowaniu alternatywnych wartości modułu sprężystości wynoszących $E = 0,5 \text{ GPa}$ oraz $E = 2,0 \text{ GPa}$.

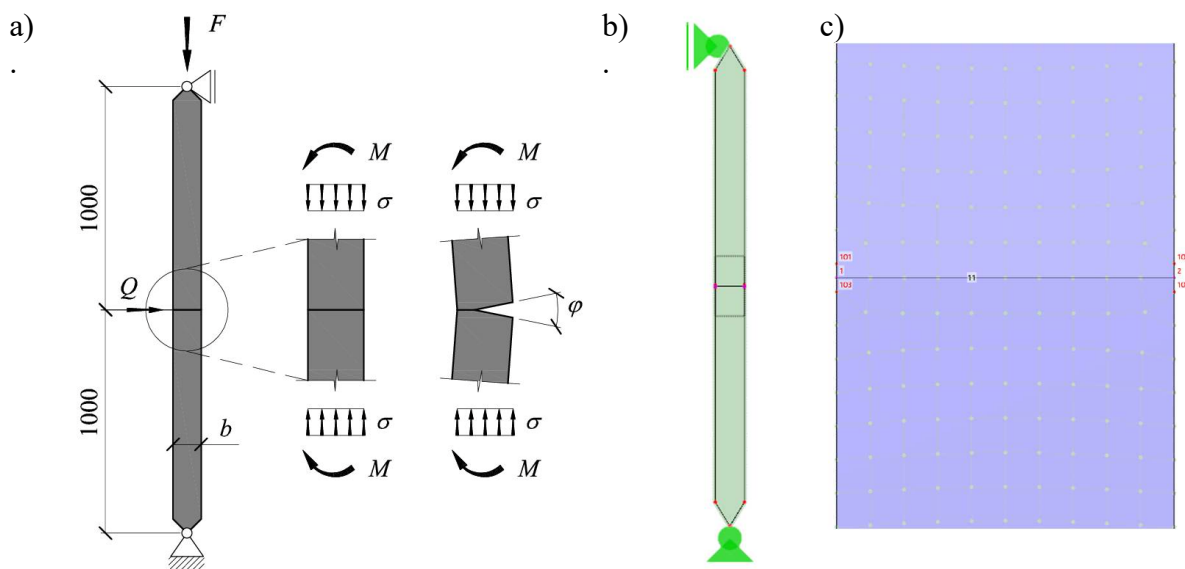
Podczas rektyfikacji ściana jest obciążana siłami prostopadłymi do jej powierzchni oraz ciężarem własnym. Takie mimośrodowe obciążanie ściany powoduje otwieranie spoin wspornych (rys. 8-20). Aby odwzorować to zjawisko w modelu powierzchniowym, w którym odwzorowywana jest rektyfikowana ściana, należy uwzględnić zależności między momentem zginającym ścianę (M), a kątem obrotu w spoinie (φ) – zależność M - φ . Jej kształt zależy od modułu sztywności materiału ściany (E), wartości obciążenia normalnego spoiny (σ) oraz grubości ściany.

W celu wyznaczenia zależności M - φ opracowano pomocniczy model powierzchniowy, którego schemat przedstawiono na rysunku 8-30a. Model ten stanowią dwa elementy powierzchniowe o długości 1 m, grubości 1 m i szerokości równej fizycznej grubości elementu ($b = 0,12 \text{ m}$ w przypadku ściany i $b = 0,40 \text{ m}$ w przypadku pilasta). Elementy te stykają się ze sobą w środku rozpiętości. W styku elementy te nie mają możliwości przenoszenia naprężeń normalnych rozciągających natomiast mają możliwość przenoszenia naprężeń ściskających i stycznych. Dolna podpora tego ustroju jest przegubem, a górna jest podporą przesuwą. Obciążenie układu stanowi siła F przyłożona w miejscu podparcia na górze oraz siła pozioma Q przyłożona w środku rozpiętości. Pionowa siła pozioma F wywołuje odpowiednie obciążenie normalne σ

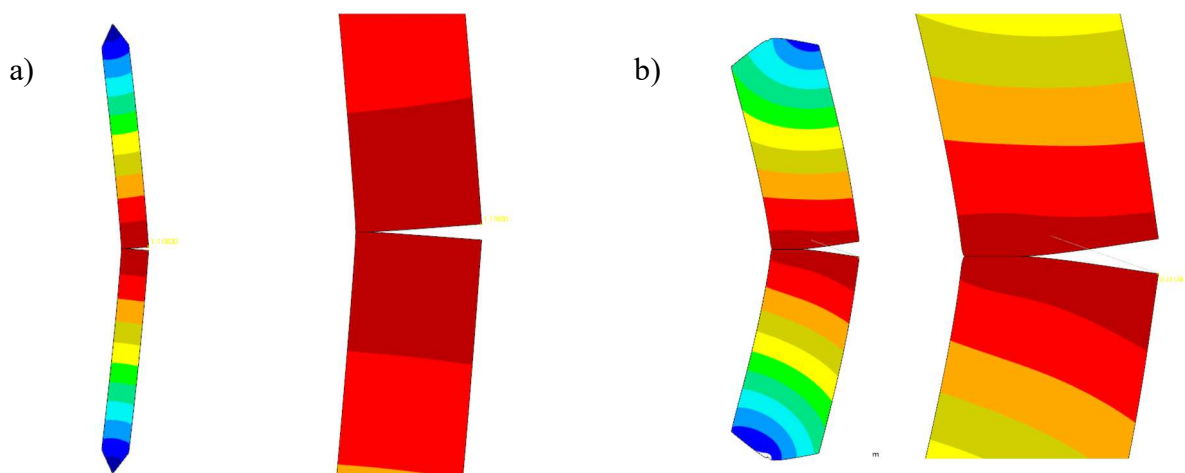
styku a pozioma siła Q moment zginający M . W przypadku ściany przyjmowano wartości siły F , które wywoływały następujące wartości σ w kN/m^2 : 6,7, 21, 36, 51, 66, 80. W rejonie styku w modelu wprowadzono dodatkowe węzły (rys. 8-30b,c). Na podstawie ich wzajemnych przemieszczeń z prostych zależności geometrycznych wyznaczano kąt obrotu φ . W analogiczny sposób zbudowano model dla pilastra, w tym przypadku szerokość b wynosiła 0,4 m, a wartości siły F przyłożonej do modelu wywoływały naprężenia normalne σ w kN/m^2 : 13, 26, 40, 51.

W trakcie obliczeń przy dostatecznie dużym stosunku wartości naprężeń σ do momentu zginającego M w styku występowało tylko ściskanie i nie następowało rozwarście elementów. Po wystąpieniu naprężeń rozciągających w styku obserwowano rozwarście (rys. 8-31). Obliczenia prowadzono niezależnie dla dwóch wartości modułu sprężystości E równych 0,5 GPa i 2 GPa oraz dla dwóch grubości b wynoszących 0,12 m (ściana) i 0,4 m (pilastr). Wyniki obliczeń w postaci zależności $M-\varphi$ dla $E = 0,5$ GPa w przypadku ściany przedstawiono na rysunku 8-32a, a w przypadku pilastra na rysunku 8-32b. Na odpowiednich powiększeniach (rysunki 8-32a,b po prawej stronie) widać, że przy braku rozejścia zależność $M-\varphi$ reprezentowana jest przez linię prostą będącą tylko nieznacznie nachyloną. Po wystąpieniu rozejścia sztywność styku istotnie maleje wraz ze wzrostem momentu M . Na wykresach znajdujących się po lewej stronie rysunków 8-32a,b widać wyraźnie, że zależności te są nieliniowe. Co oczywiste, obroty i radykalny spadek sztywności styku następuje szybciej (przy mniejszych wartościach M) dla mniejszych wartości σ .

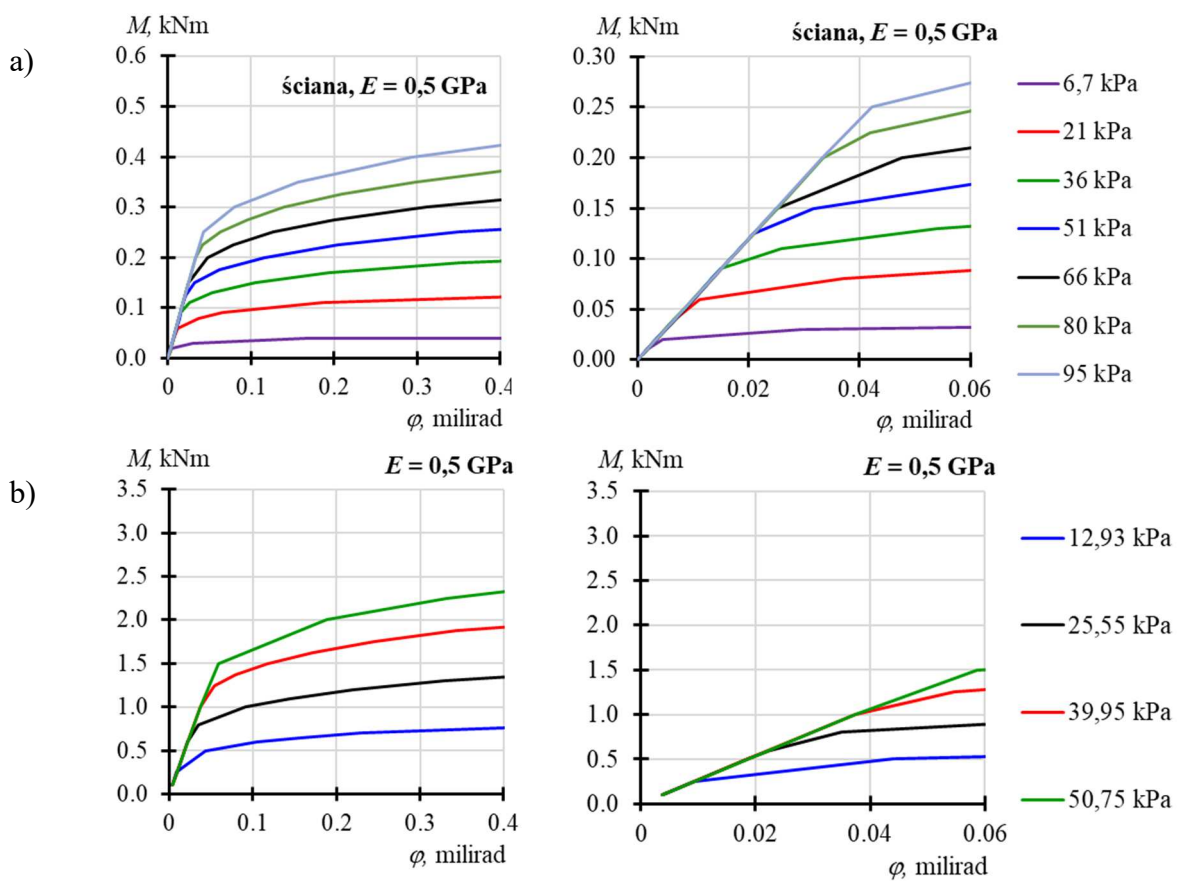
Analogiczne zależności opracowano dla pilastra i zamieszczono na rysunku 8-33. Porównując odpowiednie wykresy $M-\varphi$ dla ściany z wykresami dla pilastra widać wyraźnie, że sztywność styku w pilastrze jest większa. Przy zbliżonych naprężeniach normalnych σ linie $M-\varphi$ odpowiadające pilastrowi są mniej nachylone (tangens kąta funkcji $M(\varphi)$ jest większy).



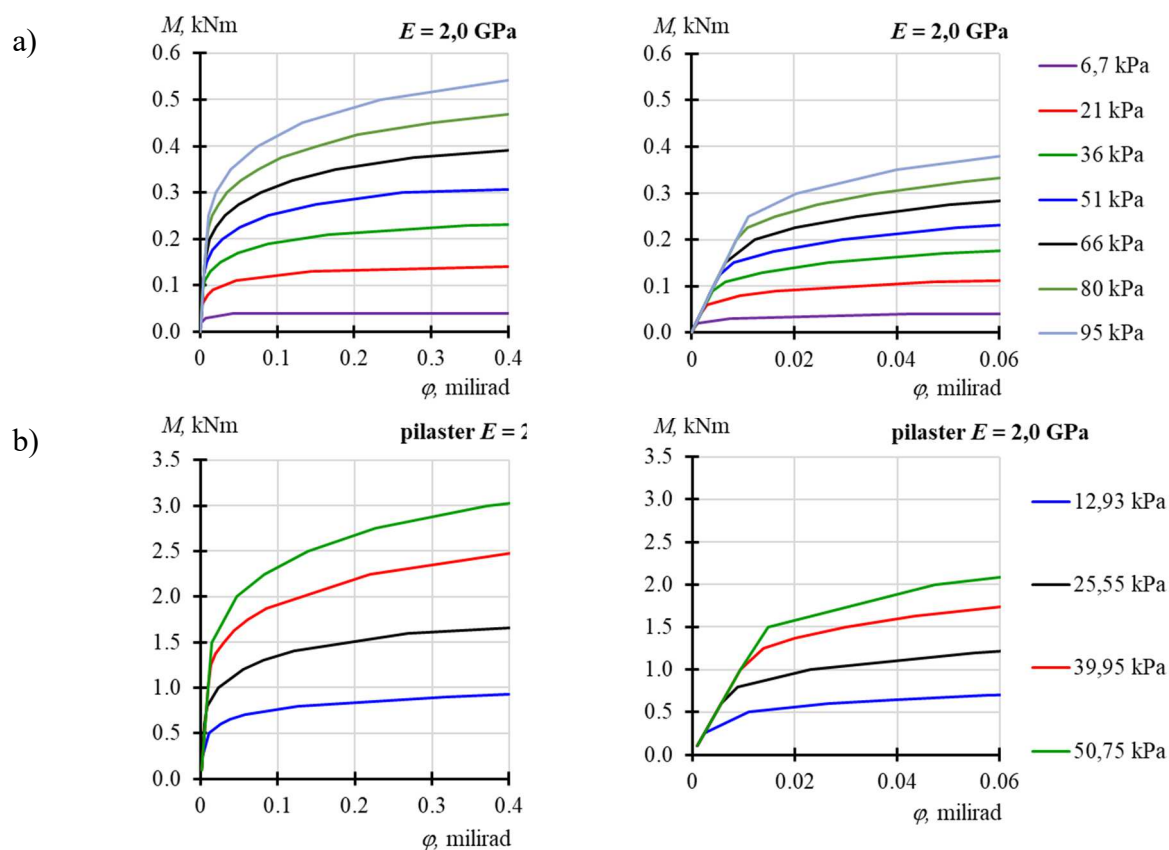
Rys. 8-30. Model służący do wyznaczania zależności $M-\varphi$ dla różnych wartości naprężeń normalnych σ : a) obciążenie modelu, b) schemat modelu, c) fragment modelu w środku rozpiętości z wyróżnionymi węzłami; $b = 120$ mm w przypadku wyznaczania zależności dla ściany; $b = 400$ mm w przypadku wyznaczania zależności dla pilastra



Rys. 8-31. Przykłady odkształceń modelu: a) model ściany ($b = 120$ mm), b) model pilastra ($b = 400$ mm)

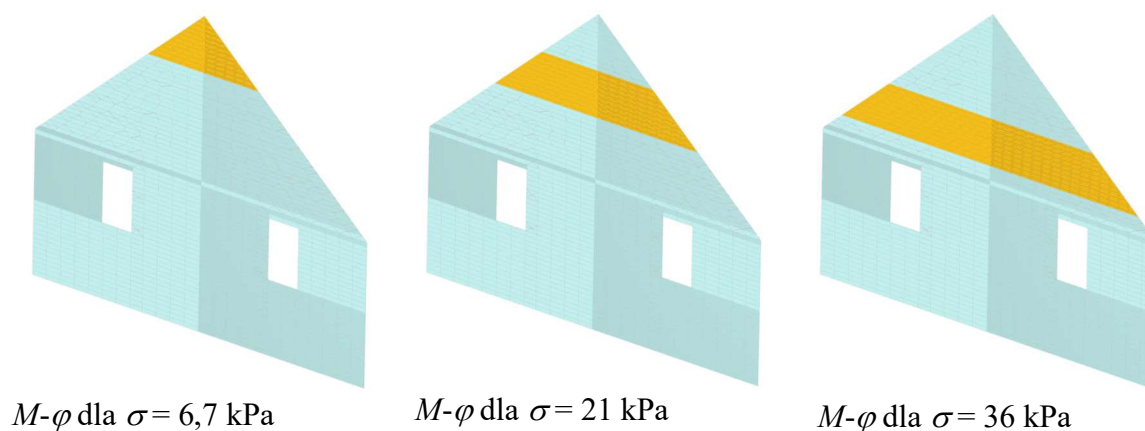


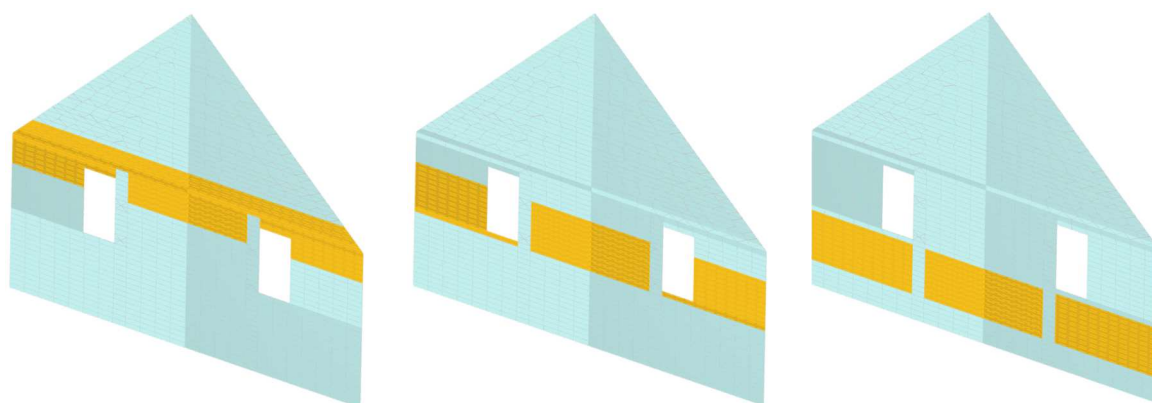
Rys. 8-32. Zależności M - ϕ wyznaczone dla modelu z rysunku 8-30 przy założeniu $E = 0,5$ GPa: a) ściana, b) pilaster



Rys. 8-33. Zależności $M-\varphi$ wyznaczone dla modelu z rysunku 8-30 przy założeniu $E = 2,0$ GPa: a) ściana, b) pilaster

Po wyznaczeniu niezbędnych zależności $M-\varphi$ kolejnym etapem budowy modelu rektyfikowanej ściany jest przypisanie tych zależności do odpowiednich styków w powierzchniowym modelu ściany. Sposób przypisania tych zależności w elementach grubości 0,12 m (ściana) przedstawiono na rysunku 8-34 a w odniesieniu do elementów o grubości 0,4 m (pilastry) na rysunku 8-35.

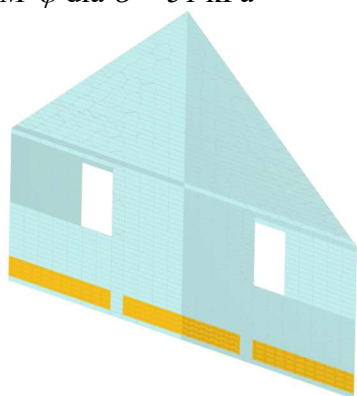




$M-\varphi$ dla $\sigma = 51$ kPa

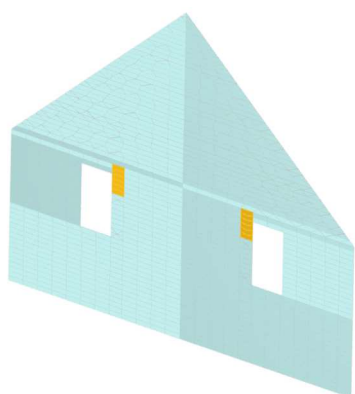
$M-\varphi$ dla $\sigma = 66$ kPa

$M-\varphi$ dla $\sigma = 80$ kPa

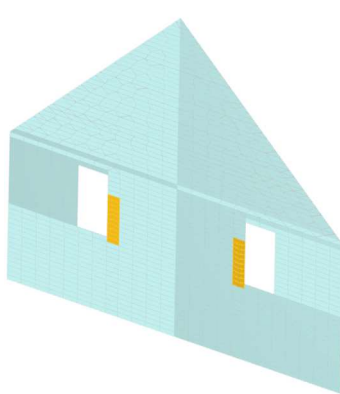


$M-\varphi$ dla $\sigma = 95$ kPa

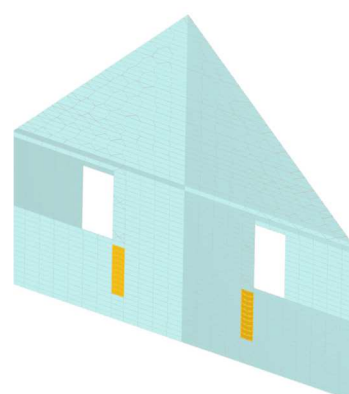
Rys. 8-34. Położenie zwolnień $M-\varphi$ w modelu odpowiadających poszczególnym wartościom naprężeń normalnych σ w ścianie (zależności $M-\varphi$ przedstawiono na rys. 8-32a dla modelu, w którym $E = 0,5$ GPa i rys. 8-33a dla $E = 2,0$ GPa)



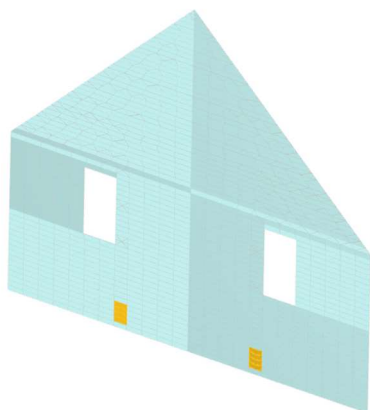
$M-\varphi$ dla $\sigma = 13$ kPa



$M-\varphi$ dla $\sigma = 26$ kPa



$M-\varphi$ dla $\sigma = 40$ kPa

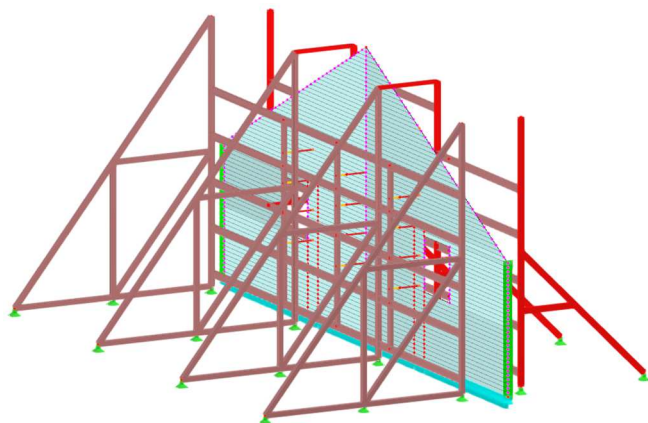


$M-\varphi$ dla $\sigma = 51 \text{ kPa}$

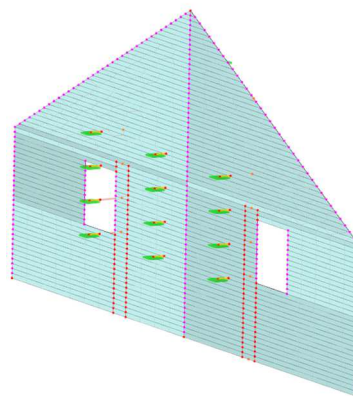
Rys. 8-35. Położenie zwolnień $M-\varphi$ w modelu odpowiadających poszczególnym wartościom naprężeń normalnych σ w pilastrach (zależności $M-\varphi$ przedstawiono na rys. 8-32b dla modelu, w którym $E = 0,5 \text{ GPa}$ i rys. 8-33b dla $E = 2,0 \text{ GPa}$)

Kolejnym etapem budowy modelu jest odwzorowanie punktowych podparć. Bezpośrednio do ściany zamocowane są podnośniki, których sztywność przyjęto jako równą 2 MN/m . Przyjęcie tej wartości jest efektem badań zamieszczonych w podrozdziale 8.3. W parametrycznych obliczeniach rektyfikowanego układu przyjęto następnie wariantowe podpory dla podnośników. Pierwszym jest ich oparcie na konstrukcji oporowej (rys. 8-36a). Konstrukcję oporową stanowią tu ustawione na zewnątrz ściany cztery ramy stalowe wykonane z kwadratowych stalowych rur $80/80/2$ oraz elementy poziome zamocowane do tych ram wykonane z ceowników 120 biegnących na wysokościach, na których zostały zamocowane podnośniki. Wewnątrz konstrukcję oporową stanowią cztery ramy wykonane z drewnianych profili $50/100$ (rys. 8-37 i rys. 8-38). Rozwiązanie to zostało oznaczone jako „A” i jest zbliżone do rozwiązania zrealizowanego w trakcie rektyfikacji, z tym, że w trakcie rektyfikacji zastosowano pięć ram stalowych i pięć ram drewnianych. Ponadto wprowadzono liczne stężenia zwiększające sztywność konstrukcji oporowej. Drugim odwzorowanym w modelu sposobem oparcia podnośników jest przegubowe podparcie, co oznacza przyjęcie założenia, że konstrukcja oporowa jest nieskończenie sztywna (rys. 8-36b). Rozwiązanie to zostało oznaczone jako „B”.

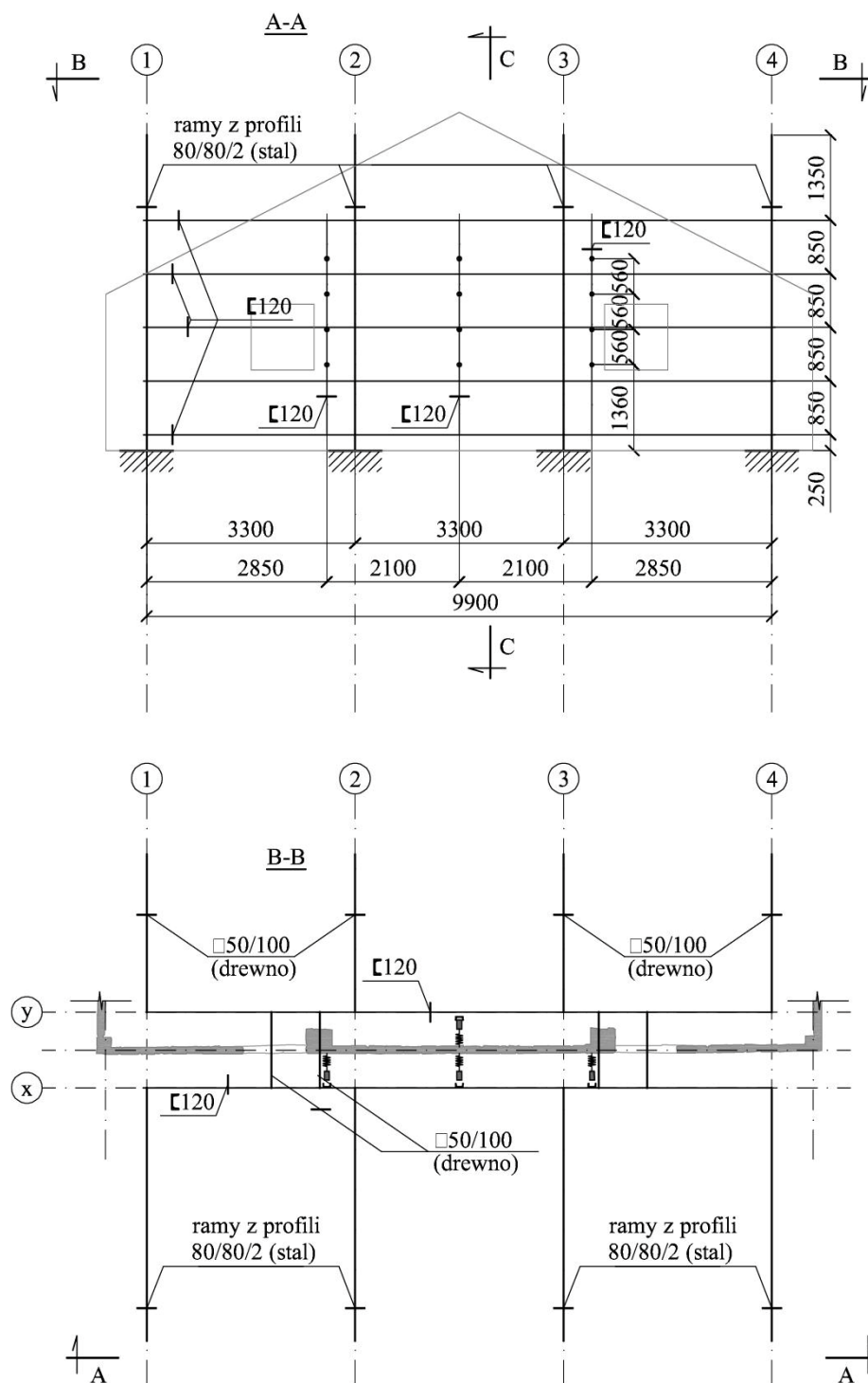
a)



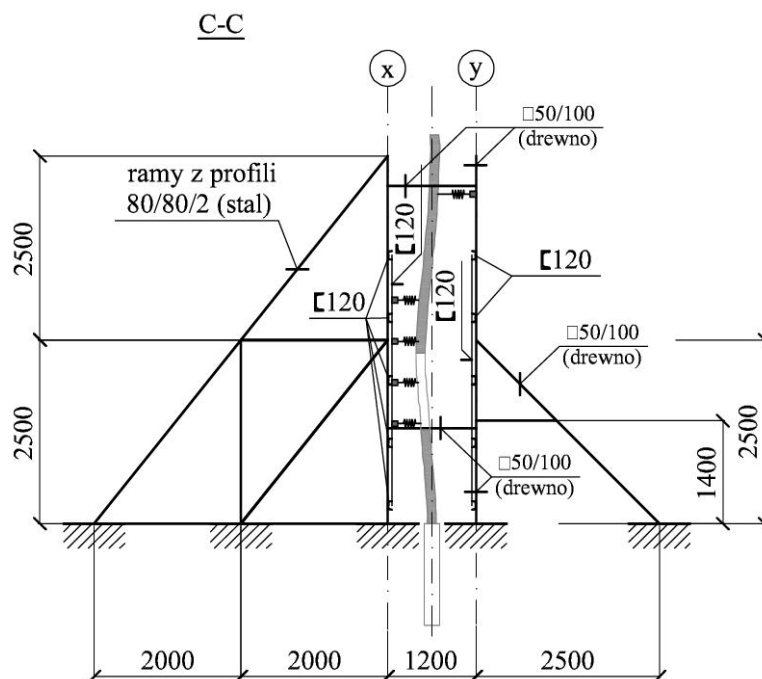
b)



Rys. 8-36. Numeryczne modele rektyfikowanej ściany: a) ściana podparta konstrukcją oporową za pośrednictwem podnośników, których model przedstawiono na rysunku 8-3b (modele „0,5 GPa – A” i „2 GPa – A”) b) ściana podparta podnośnikami (podnośniki są podparte przegubowo) - modele „0,5 GPa – B” i „2 GPa – B”



Rys. 8-37. Konstrukcja oporowa odwzorowana w modelach „0,5 GPa – A” i „2 GPa – A”
(model przedstawiony na rysunku 8-37)



Rys. 8-38. Ciąg dalszy - konstrukcja oporowa odwzorowana w modelach „0,5 GPa – A” i „2 GPa – A” (model przedstawiony na rysunku 8-37)

8.4.3 Charakterystyki modelu dyskretnego wyznaczone na podstawie modelu MES

W prowadzonych poniżej analizach obliczeniowych rektyfikowanej ściany zakłada się, że jej deformacja ma stałą formę. Oznacza to, że proporcje położenia poszczególnych punktów ściany pozostają takie same podczas rektyfikacji. Odnosząc się do rysunku 8-39a ilorazy dowolnych współrzędnych opisujących deformację ściany są takie same dla każdej wartości $u_{\text{wall-d-max}}$ (wartości $u_{\text{wall-d,j}}/u_{\text{wall-d,i}}$ dla $i, j = 1, \dots, n$ są stałe). W takiej sytuacji odkształcenie ściany określone jest przez strzałkę jej deformacji, którą oznaczono przez $u_{\text{wall-d-max}}$. Ze względu na fakt, że zdefiniowany model rektyfikowanej ściany jest nieliniowy wartość $u_{\text{wall-d-max}}$ określa stan rektyfikowanej ściany. Oznacza to, że charakterystyki ściany wprowadzone w podrozdziale 8.1 będą przyjmowały różne wartości dla różnych wartości $u_{\text{wall-d-max}}$.

W celu wyznaczenia tych charakterystyk rektyfikowanej ściany znajdującej się w położeniu opisanym przez strzałkę $u_{\text{wall-d-max}}$ stosuje się następującą procedurę. W pierwszej kolejności oblicza się w modelu numerycznym siły $Q_{d,1}, \dots, Q_{d,n}$ ($Q_{d,i}, i = 1, \dots, n$) zapewniające położenie ściany w położeniu zdeformowanym zdefiniowanym przez formę i strzałkę $u_{\text{wall-d-max}}$. Ponadto dla danego położenia odczytuje się współrzędne deformacji $u_{\text{wall-d,i}}, i = 1, \dots, n$ punktów ściany (rys. 8-39a). W ten sposób uzyskuje się wektory $\mathbf{Q}_d$ i $\mathbf{u}_{\text{wall-d}}$ obciążenia i położenia węzłów zdeformowanej ściany

$$\mathbf{Q}_d = \begin{bmatrix} Q_{d,1} \\ \vdots \\ Q_{d,n} \end{bmatrix}, \mathbf{u}_{\text{wall-d}} = \begin{bmatrix} u_{\text{wall-d},1} \\ \vdots \\ u_{\text{wall-d},n} \end{bmatrix} \quad (8.62)$$

W drugiej kolejności przykładą się wymuszenie $u_{\text{ext},1} = 1$ mm do modelu zdeformowanej ściany (modelu, w którym występują już przemieszczenia wynikające ze strzałki $u_{\text{wall-d-max}}$ i utrzymujące to obciążenie siły $Q_{d,i}$). Dla tego układu odczytuje się wartości sił $Q_{d,i,1}$ oraz nowe położenie

wszystkich węzłów ściany oznaczone jako $u_{\text{wall-d},i,1}$, $i = 1, \dots, n$. Następnie w omawianej tu fazie obliczeń przykładą się niezależnie wymuszenie dla kolejnych węzłów $u_{\text{ext},j} = 1$ i niezależnie dla każdego z tych wymuszeń odczytuje się wartości sił $Q_{d,i,j}$ oraz nowe położenie wszystkich węzłów ściany oznaczone jako $u_{\text{wall-d},i,j}$ (rys. 8-39b). Efektem tego drugiego etapu analizy jest uzyskanie n wektorów wartości sił $\mathbf{Q}_{d,j}$ ($j = 1, \dots, n$) oraz n wektorów położenia węzłów ściany $\mathbf{u}_{\text{wall-d},j}$:

$$\mathbf{Q}_{d,j} = \begin{bmatrix} Q_{d,1,j} \\ \vdots \\ Q_{d,n,j} \end{bmatrix}, \mathbf{u}_{\text{wall-d},j} = \begin{bmatrix} u_{\text{wall-d},1,j} \\ \vdots \\ u_{\text{wall-d},n,j} \end{bmatrix} \quad (8.63)$$

W trzecim etapie analizy wyznacza się charakterystyki modelu odpowiadające strzałce $u_{\text{wall-d-max}}$. Ze względu na fakt, że w drugim etapie przykładano wymuszenia jednostkowe ($u_{\text{ext},j} = 1$ mm) elementy macierzy postaci $\mathbf{f}_{\text{wall}}$ oraz elementy macierzy sztywności $\mathbf{k}$ wyznacza się wprost z zależności

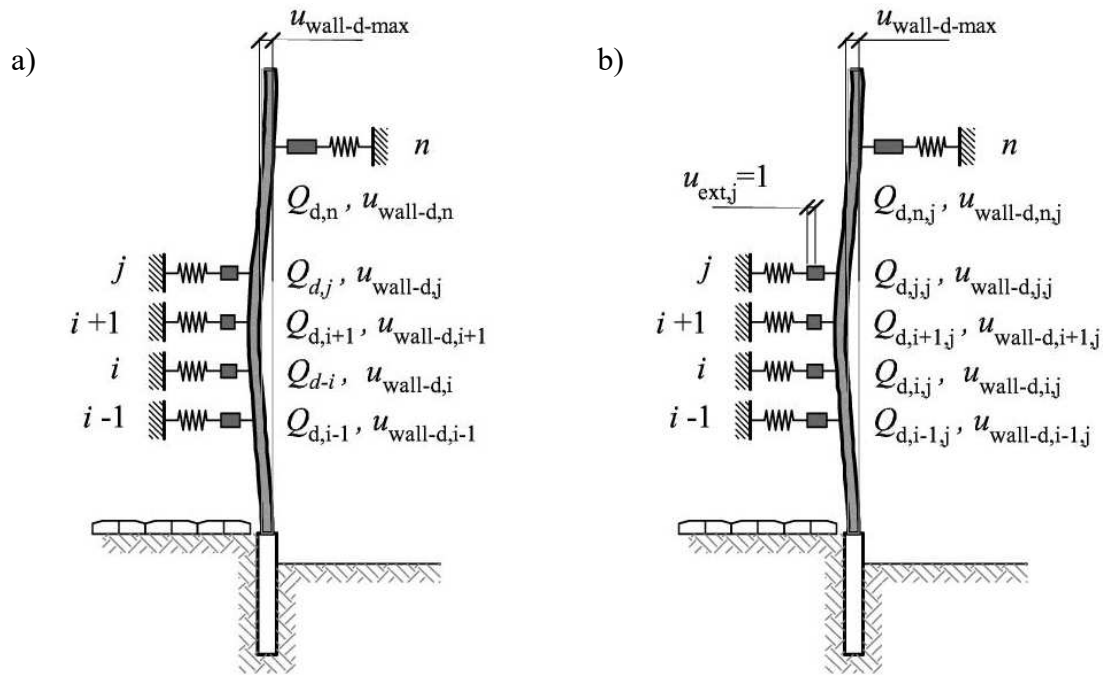
$$f_{\text{wall},i,j} = u_{\text{wall-d},i,j} - u_{\text{wall-d},i} \quad (8.64)$$

$$k_{i,j} = Q_{d,i,j} - Q_{d,i} \quad (8.65)$$

Czyli macierze te mają postacie:

$$\mathbf{f}_{\text{wall}} = \begin{bmatrix} u_{\text{wall-d},1,1} - u_{\text{wall-d},1} & \dots & u_{\text{wall-d},1,j} - u_{\text{wall-d},1} & \dots & u_{\text{wall-d},1,n} - u_{\text{wall-d},1} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ u_{\text{wall-d},i,1} - u_{\text{wall-d},i} & \dots & u_{\text{wall-d},i,j} - u_{\text{wall-d},i} & \dots & u_{\text{wall-d},i,n} - u_{\text{wall-d},i} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ u_{\text{wall-d},n,1} - u_{\text{wall-d},n} & \dots & u_{\text{wall-d},n,j} - u_{\text{wall-d},n} & \dots & u_{\text{wall-d},n,n} - u_{\text{wall-d},n} \end{bmatrix} \quad (8.66)$$

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} Q_{d,1,1} - Q_{d,1} & \dots & Q_{d,1,j} - Q_{d,1} & \dots & Q_{d,1,n} - Q_{d,1} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ Q_{d,i,1} - Q_{d,i} & \dots & Q_{d,i,j} - Q_{d,i} & \dots & Q_{d,i,n} - Q_{d,i} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ Q_{d,n,1} - Q_{d,n} & \dots & Q_{d,n,j} - Q_{d,n} & \dots & Q_{d,n,n} - Q_{d,n} \end{bmatrix} \quad (8.67)$$



Rys. 8-39. Zasada wyznaczania sił w podnośnikach oraz przemieszczeń w zdeformowanej ścianie cechującej się stałą formą deformacji i strzałką o wartości $u_{\text{wall-d-max}}$: a) wartości sił $Q_{d,i}$ w siłownikach utrzymujące deformację ściany (przemieszczenia $u_{\text{wall-d},i}$), b) wartości sił w siłownikach ($Q_{d,i,j}$) i przemieszczenia zdeformowanej ściany ($u_{\text{wall-d},i,j}$) po przyłożeniu wymuszenia $u_{\text{ext},j} = 1$ w j -tym podnośniku

Obliczenia były prowadzone dla dwóch stanów ściany. Stan pierwszy odpowiada sytuacji, w której rektyfikowana ściana znajduje się na początku procesu rektyfikacji. Jest ona wówczas silnie odkształcona. Postać tego odkształcenia zaczerpnięto z rzeczywistego pomiaru odkształconej ściany. Przyjęte wartości $u_{\text{wall-d},i}$ w osi C (rys. 8-40) są takie same jak w rzeczywistej rektyfikowanej ścianie. Z kolei wartości $u_{\text{wall-d},i}$ w osiach B i D zostały przyjęte w modelu jako identyczne. Wartości te w rzeczywistości nieznacznie różnią się. Przyjęte w modelu wartości $u_{\text{wall-d},i}$ w tych osiach są średnimi deformacjami z osi B i D ściany rzeczywistej (deformację ściany rzeczywistej przedstawiono na rysunku 9-1). Taki sposób przyjęcia deformacji wynika z chęci uzyskania wyników obliczeń w postaci macierzy symetrycznych. Deformacja ściany została wywołana przez odpowiednie wymuszenia podnośników i przedstawiona na rysunku 8-41. Należy tu podkreślić, że wymuszenia wywołujące stałą deformację są różne i zależą od parametrów rozpatrywanego modelu (różne E , różne warunki podparcia) oraz stanu modelu odpowiadającego wartości $u_{\text{wall-d-max}}$.

Drugi stan ściany odpowiada sytuacji, w którym jest już ona zrektifikowana, to znaczny wszystkie wartości $u_{\text{wall-d},i} = 0$.

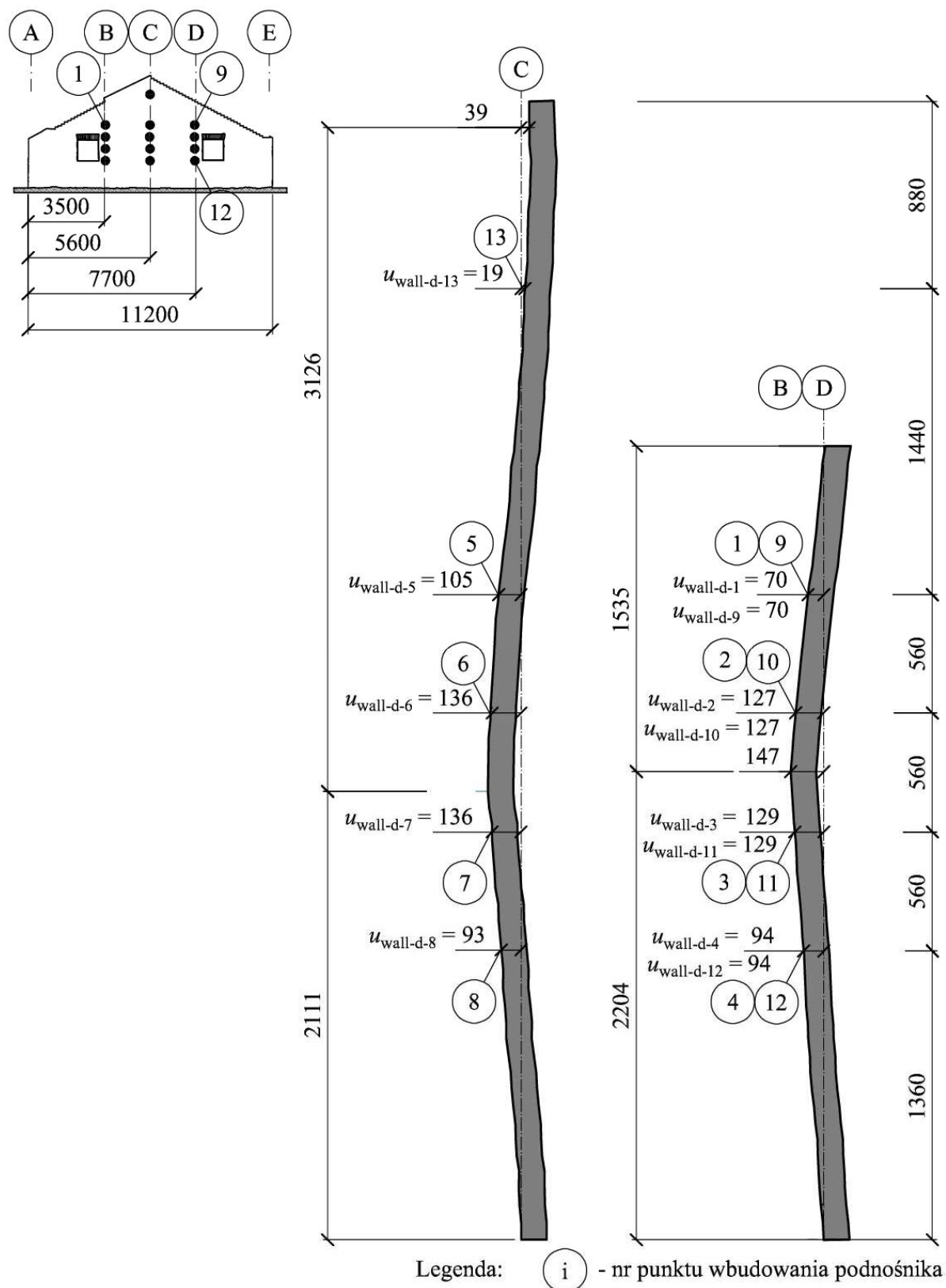
Parametryczne obliczenia numeryczne rektyfikacji ściany prowadzono zatem dla (tablica 8-17):

- dwóch różnych modułów sprężystości E materiału ściany równych 0,5 GPa i 2 GPa,

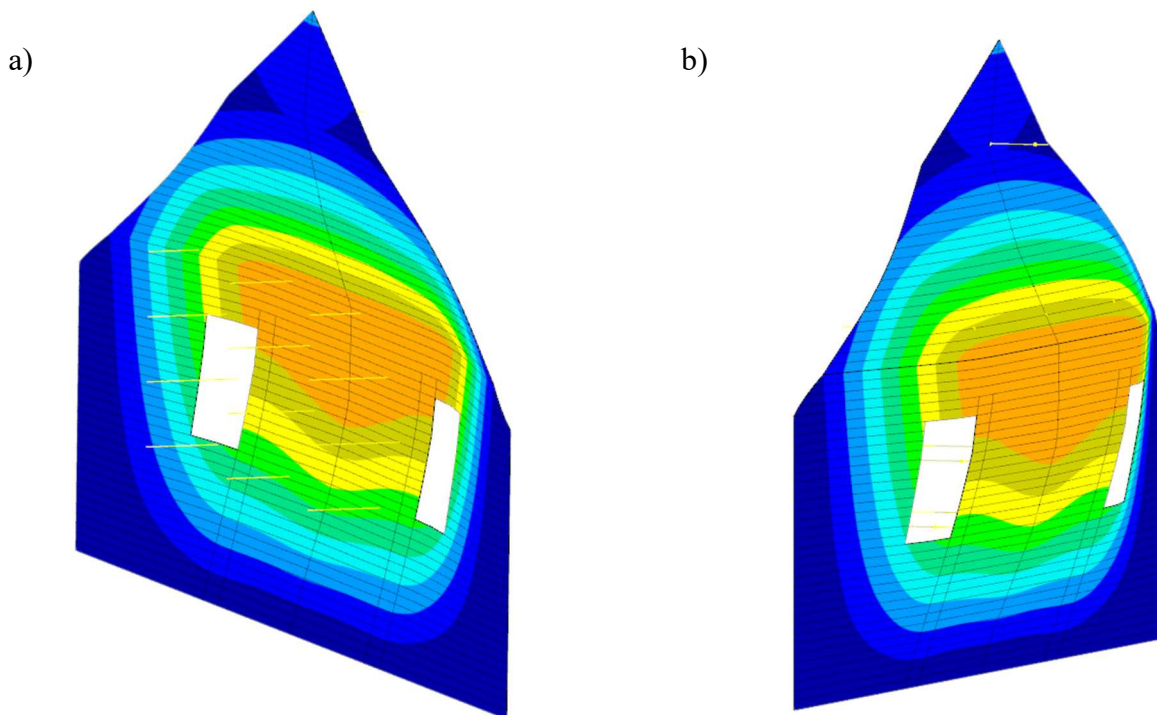
- dwóch schematów podparcia ściany: schemat A, w którym podnośniki oparte są na podatnej konstrukcji oporowej i schemat B, w którym podnośniki podparte są przegubowo,
- dwóch stanów rektyfikowanej ściany, w którym występuje deformacja ściany i w którym deformacja ta nie występuje.

Tablica 8-17. Zestawienie parametrów modeli analizowanych numerycznie

Model	0,5 GPa – A		0,5 GPa - B		2 GPa - A		2 GPa - B	
Stan modelu $u_{\text{wall-d-max}}$	151 mm	0	151 mm	0	151 mm	0	151 mm	0
Moduł sprężystości materiału	$E = 0,5 \text{ GPa}$				$E = 2,0 \text{ GPa}$			
Punktowe podparcie	Podnośniki oparte przegubowo		Podnośniki oparte na konstrukcji oporowej		Podnośniki oparte przegubowo		Podnośniki oparte na konstrukcji oporowej	



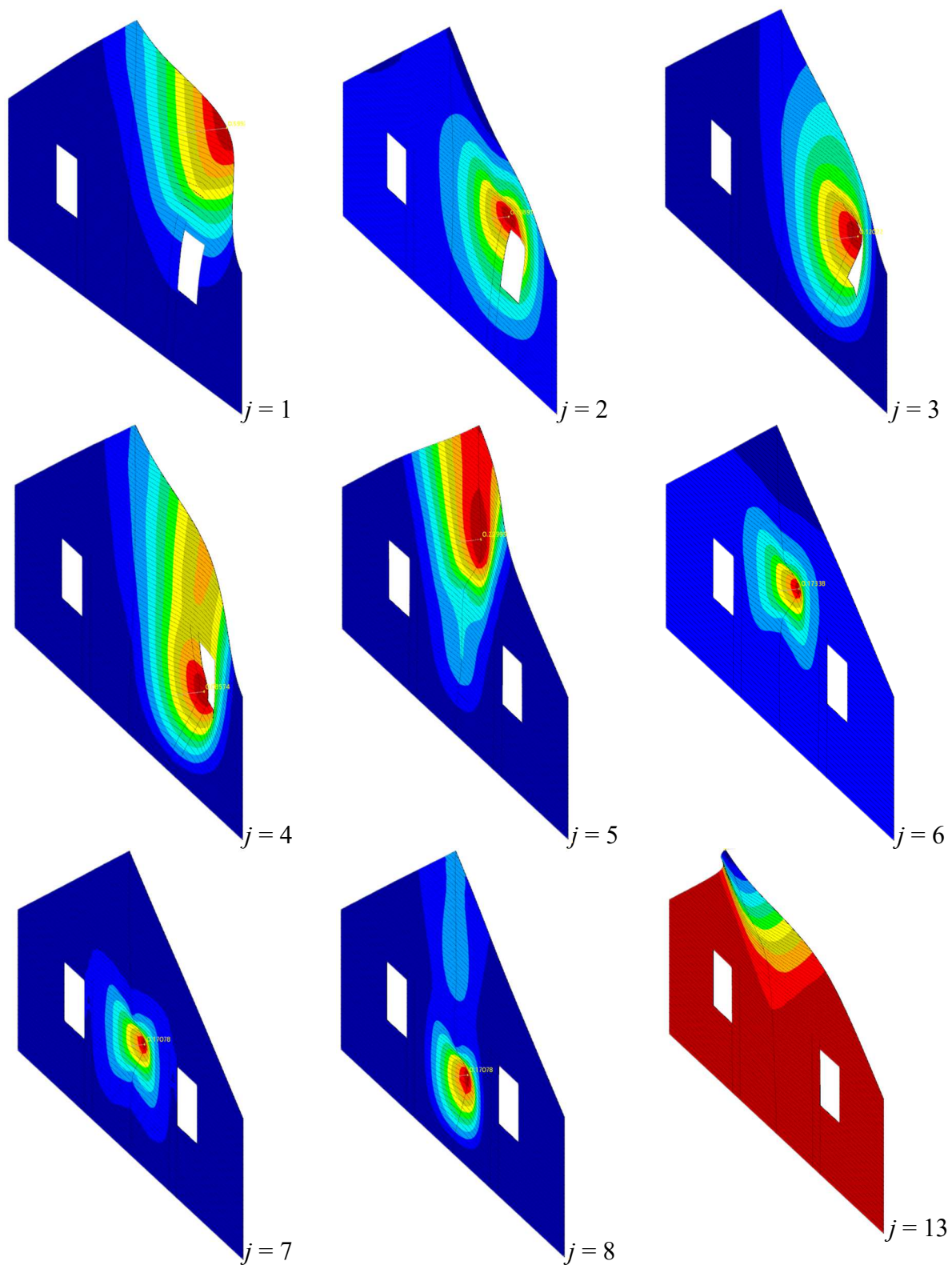
Rys. 8-40. Przyjęta deformacja ściany w parametrycznych obliczeniach modelu ściany



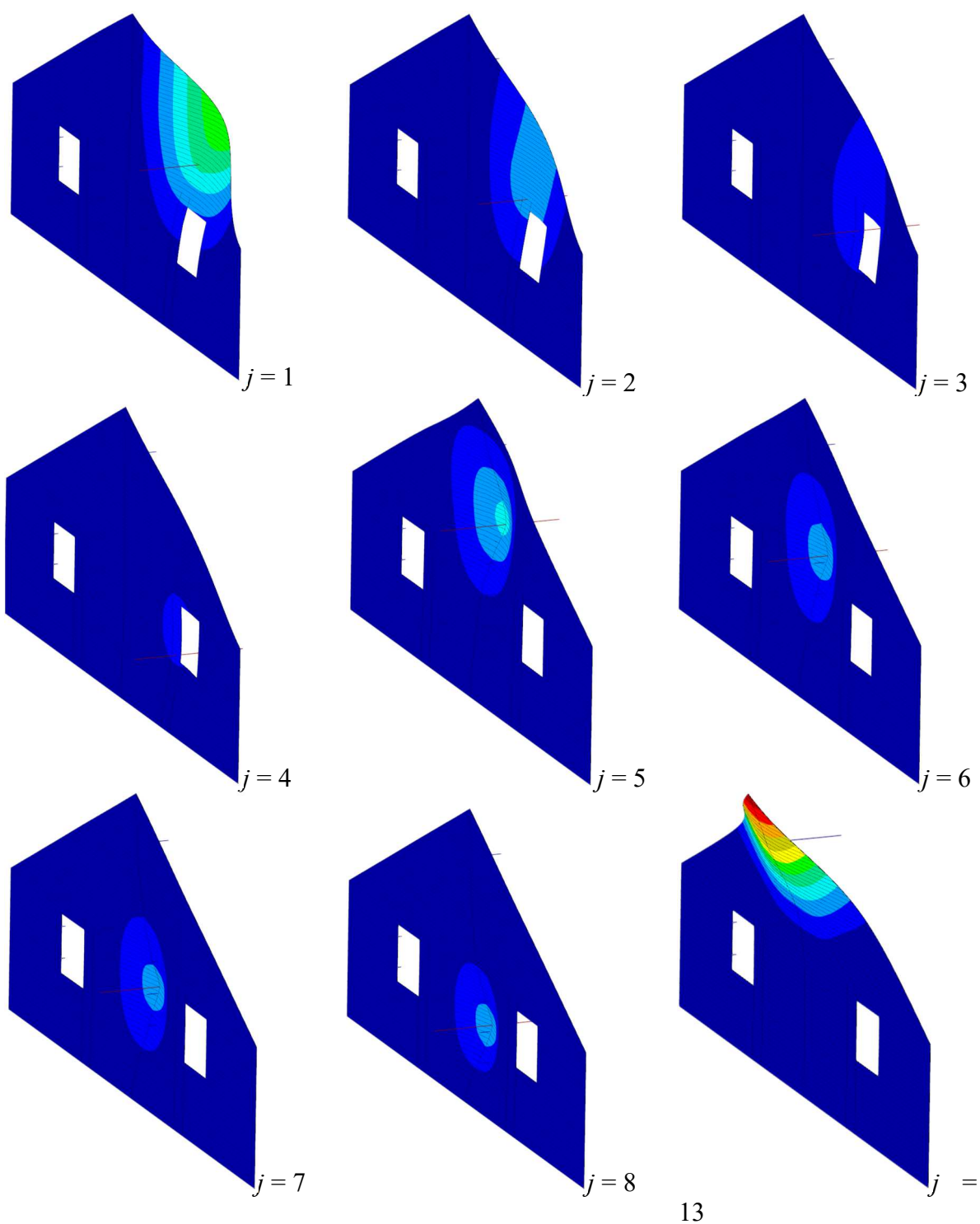
Rys. 8-41. Deformacja modelu ściany szczytowej (stan modelu odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} = 156 \text{ mm}$): a) widok na ścianę szczytową od wewnątrz, b) widok na ścianę szczytową z zewnątrz

Przedmiotem analizy były zatem cztery modele, a każdy z nich był analizowany w dwóch stanach (tablica 8-17). Dla każdego z tych modeli wyznaczano wszystkie charakterystyki omówione w podrozdziale 8.1. Poniżej w sposób graficzny ograniczono się do przedstawienia deformacji ścian uzyskanych w dwóch wybranych sytuacjach. Pierwsza to model „0,5 GPa – A” znajdujący się w stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 0$. Na rysunku 8-42 przedstawiono kształty przemieszczeń ściany odpowiadające wymuszeniu j . podnośnikiem ($j = 1, \dots, 13$). Analogiczne wyniki zamieszczono na rysunku 8-43 w odniesieniu do modelu „2 GPa – B” znajdującego się w stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 0$. Porównując kształty przemieszczeń widać wyraźnie, że mniejsza wartość modułu ściany i podparcie podnośników podatną konstrukcją oporową powoduje większy zasięg przemieszczeń wywołany wymuszeniem w poszczególnych podnośnikach. Strzałki $f_{\text{wall},j,j}$ odpowiadające tym kształtom, dla wszystkich analizowanych modeli i ich stanów zestawiono w tablicy 8-18. Przedmiotem dalszych analiz są średnie z tych wartości, to znaczy $f_{\text{wall-mean},j,j}$. Widać wyraźnie, że $f_{\text{wall-mean},j,j}$ osiąga większe wartości w ścianach cechujących się mniejszym modułem sprężystości E oraz w stanie, gdy $u_{\text{wall-d-max}}$ osiąga większą wartość. Przykładowo dla modelu „0,5 GPa – A” w stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 156 \text{ mm}$ uzyskano $f_{\text{wall-mean},j,j} = 0,517$ a dla tego samego modelu w stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 0$ parametr $f_{\text{wall-mean},j,j} = 0,388$. Analogiczną zmianę w wartości $f_{\text{wall-mean},j,j}$ uzyskano w modelu „2 GPa - B”. W stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 156 \text{ mm}$ wartość $f_{\text{wall-mean},j,j} = 0,176$, a dla tego samego modelu w stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 0$ parametr $f_{\text{wall-mean},j,j} = 0,074$. Jednocześnie wprowadzenie sztywniejszego podparcia ściany prowadzi do redukcji wartości $f_{\text{wall-mean},j,j}$. Przykładowo w modelu „2 GPa - A” w stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 0$ parametr $f_{\text{wall-mean},j,j} = 0,228$, a w modelu „2 GPa - B” w tym samym stanie otrzymano 0,074. Wyniki te zdaniem autora nie są oczywiste, ponieważ pierwotnie zakładano, że bardziej podatne

podparcie będzie prowadziło do mniejszych odkształceń ściany kosztem większych odkształceń podparcia. Tymczasem obserwowano zjawisko odwrotne.



Rys. 8-42. Kształty przemieszczeń ściany odpowiadające wymuszeniu j . podnośnikiem dla modelu „0,5 GPa – A” (nieprzedstawione tu kształty dla $j = 9, 10, 11, 12$ są lustrzanym odbiciem kształtów dla $j = 1, 2, 3, 4$)



Rys. 8-43. Kształty przemieszczeń ściany odpowiadające wymuszeniu j . podnośnikiem dla modelu „2 GPa – B” (nieprzedstawione tu kształty dla $j = 9, 10, 11, 12$ są lustrzanym odbiciem kształtów dla $j = 1, 2, 3, 4$)

Tablica 8-18. Wartości $f_{wall,jj}$ elementów macierzy kształtów przemieszczeń ściany układu wyznaczone dla różnych modeli i wartości strzałki formy deformacji ściany ($u_{wall-d-max}$)

model	0,5 GPa - A		0,5 GPa - B		2 GPa - A		2 GPa - B	
$u_{wall-d-max}$	151 mm	0	151 mm	0	151 mm	0	151 mm	0
$f_{wall,1,1}$	0,740	0,586	0,648	0,407	0,482	0,385	0,385	0,185
$f_{wall,2,2}$	0,479	0,338	0,392	0,169	0,320	0,223	0,218	0,068
$f_{wall,3,3}$	0,360	0,259	0,253	0,120	0,237	0,144	0,139	0,044
$f_{wall,4,4}$	0,313	0,212	0,150	0,086	0,173	0,100	0,076	0,030
$f_{wall,5,5}$	0,719	0,532	0,404	0,226	0,436	0,305	0,163	0,078
$f_{wall,6,6}$	0,533	0,423	0,305	0,173	0,322	0,248	0,113	0,051
$f_{wall,7,7}$	0,562	0,420	0,334	0,171	0,338	0,239	0,115	0,050
$f_{wall,8,8}$	0,606	0,487	0,245	0,171	0,340	0,241	0,080	0,051
$f_{wall,9,9}$	0,739	0,586	0,648	0,407	0,482	0,385	0,385	0,185
$f_{wall,10,10}$	0,479	0,338	0,391	0,169	0,320	0,223	0,218	0,068
$f_{wall,11,11}$	0,358	0,259	0,253	0,120	0,237	0,144	0,139	0,044
$f_{wall,12,12}$	0,311	0,211	0,150	0,086	0,173	0,100	0,076	0,030
$f_{wall,13,13}$	-0,998*	0,901*	0,968*	0,331*	0,945*	0,734*	-0,507*	-0,104*
$f_{wall-mean,jj}$	0,517	0,388	0,348	0,192	0,322	0,228	0,176	0,074

* Wartość nieuwzględniana przy wyznaczaniu $f_{wall-mean,jj}$

W tablicy 8-19 zestawiono dla wszystkich analizowanych modeli i stanów tych modeli wartości $k_{i,i}$ znajdujące się na przekątnych macierzy sztywności $\mathbf{k}$. Za miarę sztywności całego modelu znajdującego się w danym stanie uznano średnią wartość z elementów $k_{mean,i,i}$. Analiza tych wartości wskazuje na dość oczywiste jakościowe spostrzeżenie, że większym wartościom modułu E odpowiada większa sztywność modelu. Jednak już ilościowa analiza wartości $k_{mean,i,i}$ nie potwierdziła spodziewanego proporcjonalnego wzrostu sztywności modelu ze wzrostem modułu E . Dwukrotne zwiększenie E prowadzi do maksymalnie 40% wzrostu sztywności (wyniki modelu „0,5 GPa – A” - $k_{mean,i,i} = 0,967$ do wyników modelu „2 GPa – A” - $k_{mean,i,i} = 1,358$). W przypadku porównania modeli „0,5 GPa – B” ($k_{mean,i,i} = 0,813$) do „2 GPa – A” ($k_{mean,i,i} = 0,899$) czterokrotne zwiększenie modułu E prowadzi jedynie do 10% wzrostu sztywności modelu. Okazuje się, że znaczny wpływ na sztywność modelu ma jego stan. Wpływ ten jest większy przy mniejszym module sprężystości E . Zmiana stanu modelu z $u_{wall-d-max} = 156$ mm na stan $u_{wall-d-max} = 0$ w przypadku modelu „0,5 GPa – A” spowodowała wzrost sztywności o 27% ($k_{mean,i,i} = 0,967$ do $k_{mean,i,i} = 1,225$). W przypadku modelu „0,5 GPa – B” wzrost ten wyniósł już tylko 7% ($k_{mean,i,i} = 0,839$ do $k_{mean,i,i} = 0,899$).

Tablica 8-19. Wartości $k_{j,j}$ w kN/mm macierzy sztywności rektyfikowanego układu wyznaczone dla różnych modeli i wartości strzałki formy deformacji ściany ($u_{\text{wall-d-max}}$)

model	0,5 GPa - A		0,5 GPa - B		2 GPa - A		2 GPa - B	
$u_{\text{wall-d-max}}$	156 mm	0	156 mm	0	156 mm	0	156 mm	0
$k_{1,1}$	0,520	0,830	0,390	0,570	1,040	1,230	0,620	0,740
$k_{2,2}$	1,040	1,320	0,830	1,010	1,360	1,550	1,000	1,100
$k_{3,3}$	1,280	1,480	1,030	1,120	1,530	1,710	1,130	1,170
$k_{4,4}$	1,380	1,580	0,810	0,840	1,660	1,800	0,850	0,870
$k_{5,5}$	0,560	0,940	0,350	0,440	1,130	1,390	0,470	0,510
$k_{6,6}$	0,930	1,150	0,730	0,850	1,360	1,500	0,920	0,960
$k_{7,7}$	0,880	1,160	0,710	0,850	1,320	1,520	0,910	0,960
$k_{8,8}$	0,790	1,030	0,460	0,530	1,320	1,520	0,570	0,600
$k_{9,9}$	0,520	0,830	0,390	0,570	1,040	1,230	0,620	0,740
$k_{10,10}$	1,040	1,320	0,830	1,010	1,360	1,550	1,000	1,100
$k_{11,11}$	1,280	1,480	1,030	1,120	1,530	1,710	1,130	1,170
$k_{12,12}$	1,380	1,580	0,810	0,840	1,650	1,800	0,850	0,870
$k_{13,13}$	0,000*	0,200*	0,000*	0,070*	0,110*	0,530*	0,040*	0,090*
$k_{\text{mean},j,j}$	0,967	1,225	0,698	0,813	1,358	1,543	0,839	0,899

* Wartość nieuwzględniana przy wyznaczaniu $k_{\text{mean},j,j}$

Ostatnią charakterystyką modeli, która zostaje tu omówiona jest podatność ściany. Zestawienie elementów $\delta_{\text{wall},i,i}$ znajdujących się na przekątnych macierzy podatność ściany δ_{wall} wszystkich badanych modeli w dwóch stanach przedstawiono w tablicy 8-20. Analizując uzyskane wartości średnie $\delta_{\text{wall-mean},j,j}$ widać większy wpływ zmiany modułu sprężystości E na podatność ściany niż na sztywność całego układu. Generalnie można stwierdzić, że poza jednym przypadkiem czterokrotny spadek modułu sprężystości E powoduje około dwukrotny wzrost podatności ściany. Jednocześnie zmiana stanu ściany z $u_{\text{wall-d-max}} = 156 \text{ mm}$ na $u_{\text{wall-d-max}} = 0$ powoduje, poza jednym przypadkiem parokrotny (od 3 do 5 krotny) spadek podatności ściany. Zatem ściana, która zostaje zrektyfikowana cechuje się znacznie korzystniejszymi parametrami mechanicznymi. Mniejsza podatność to możliwość przejmowania większych obciążeń przy znacznie mniejszych efektach drugiego rzędu.

Tablica 8-20. Wartości $\delta_{\text{wall},j,j}$ [mm/kN] macierzy podatności ściany wyznaczone dla różnych modeli i wartości strzałki formy deformacji ściany ($u_{\text{wall-d-max}}$)

model	0,5 GPa - A		0,5 GPa - B		2 GPa - A		2 GPa - B	
$u_{\text{wall-d-max}}$	156 mm	0	156 mm	0	156 mm	0	156 mm	0
$\delta_{\text{wall},1,1}$	18,758	1,443	-4,300	1,254	2,268	0,536	2,356	0,394
$\delta_{\text{wall},2,2}$	8,807	0,831	1,722	0,661	1,462	0,311	1,560	0,215
$\delta_{\text{wall},3,3}$	4,683	0,504	1,463	0,415	0,898	0,169	0,960	0,130
$\delta_{\text{wall},4,4}$	2,186	0,299	0,627	0,275	0,471	0,095	0,497	0,081
$\delta_{\text{wall},5,5}$	6,922	1,540	-3,733	1,376	2,235	0,502	2,068	0,425
$\delta_{\text{wall},6,6}$	-1,266	1,456	2,440	1,219	1,435	0,392	1,292	0,348
$\delta_{\text{wall},7,7}$	-0,080	1,247	2,334	1,087	1,040	0,322	0,915	0,293
$\delta_{\text{wall},8,8}$	0,661	1,029	2,230	0,934	0,695	0,255	0,618	0,240
$\delta_{\text{wall},9,9}$	4,541	1,443	-0,608	1,254	2,317	0,536	2,319	0,394
$\delta_{\text{wall},10,10}$	-3,062	0,831	3,750	0,662	1,488	0,311	1,540	0,215
$\delta_{\text{wall},11,11}$	-1,816	0,503	2,508	0,415	0,918	0,169	0,939	0,129
$\delta_{\text{wall},12,12}$	-0,778	0,298	1,437	0,275	0,486	0,095	0,490	0,081
$\delta_{\text{wall},13,13}$	*	5,980*	*	4,403*	15,571*	1,843*	-18,69*	-1,249*
$\delta_{\text{wall-mean},j,j}$	3,296	0,952	0,823	0,819	1,309	0,308	1,296	0,245

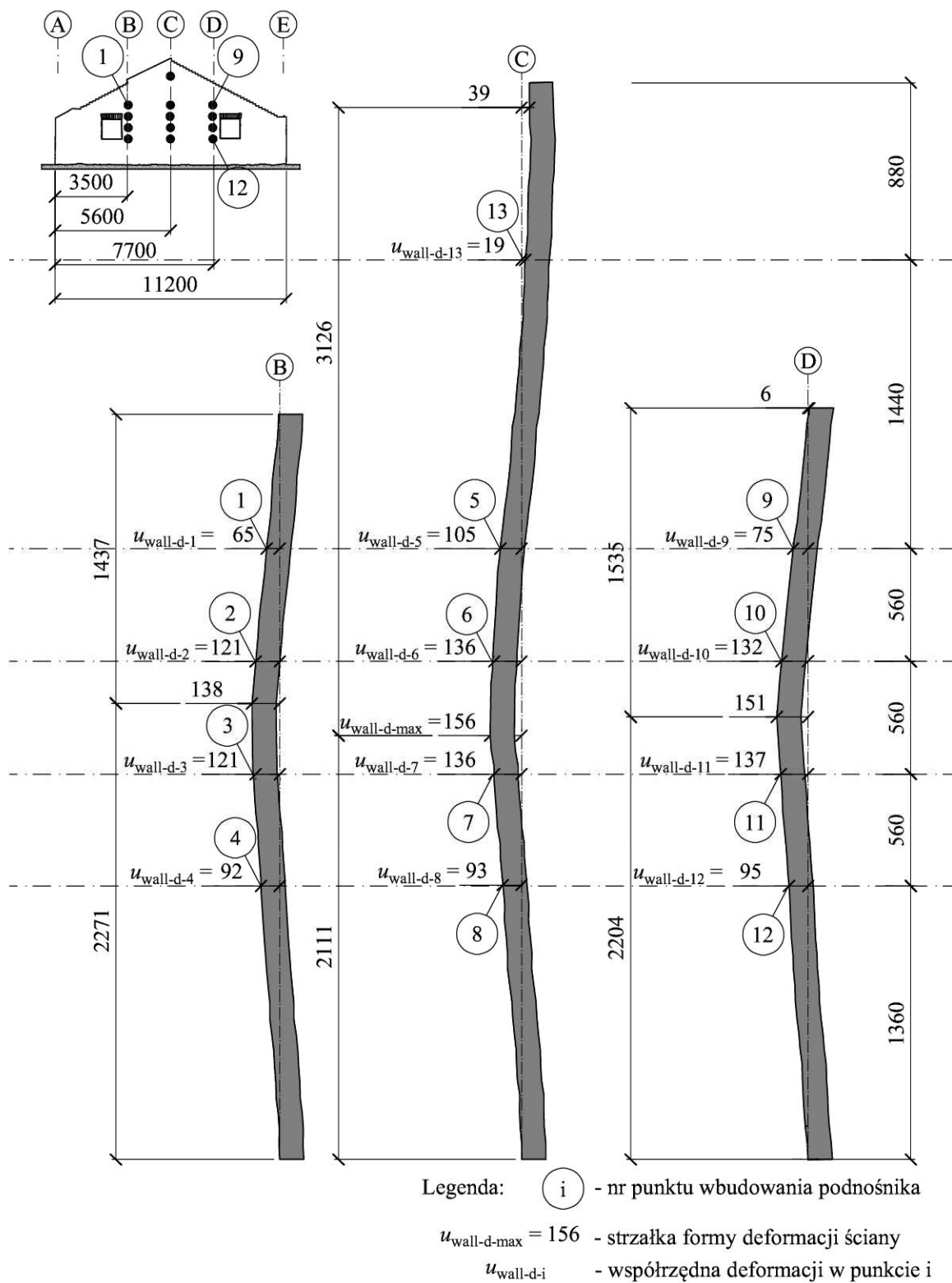
* Wartość nieuwzględniania przy wyznaczaniu $\delta_{\text{wall-mean},j}$.

9 Badania rektyfikowanej ściany w warunkach in situ

Badania rektyfikacji w warunkach in situ zaprojektowano i przeprowadzono w ramach prac przy zachodniej ścianie szczytowej baraku B-138. Barak jest typowym barakiem mieszkalnym cechującym się prostokątnym rzutem o wymiarach 36,34 m × 11,20 m i wysokości równej 5,28 m. Badania prowadzono po rozebraniu więźby dachowej i wykonaniu nowych fundamentów. Rektyfikowana ściana charakteryzowała się bardzo dużą deformacją. Strzałka deformacji $u_{\text{wall-d-max}}$ wynosiła 156 mm i była zlokalizowana na wysokości 2111 mm. Zdeformowaną ścianę w trzech przekrojach pokrywających się z osiami B, C, D przedstawiono na rysunku 9-1. Na rysunku tym naniesiono wartości $u_{\text{wall-d-}i}$ wyznaczone w trzynastu punktach ($i = 1, \dots, 13$). Punkty te pokrywają się z punktami, w których podczas rektyfikacji wbudowane były podnośniki.

Zgodnie z opracowaną technologią rektyfikacji na zewnątrz baraku i w jego wnętrzu wykonano konstrukcję oporową. Składała się ona z pięciu stalowych ram, znajdujących się w odległości od 2100 mm do 3090 mm względem siebie. Osie tych ram biegną w kierunku prostopadłym do rektyfikowanej ściany. Każda rama składa się z czterech modułów wykonanych z zamkniętych profili kwadratowych 80/80/2.

Na konstrukcji oporowej znajdującej się na zewnątrz baraku na poziomie 2,5 m wykonano poziom roboczy. Ponadto wykonano także pomost roboczy wewnątrz baraku na poziomie ok. 3,84 m (rys. 7-35). Pomost ten był ustawiony na niezależnym rusztowaniu „warszawskim”. Wewnątrz baraku została wykonana drewniana konstrukcja z elementów o przekroju 50/100 niezwiązana z badanym układem i z pomostem roboczym (rys. 9-3). Tworzą ją cztery słupy drewniane i rygle połączone mieczami i zastrzałami. Konstrukcja ta jako związania jedynie z podłożem jest stałym, nie doznającym przemieszczeń układem odniesienia. Służyła ona jedynie do zamontowania czujników mierzących przemieszczenia ściany (przemieszczenia u_{wall}). Szczegóły rektyfikacji tej ściany zostały przedstawione w rozdziale 9.



Rys. 9-1. Deformacja ściany przed przystąpieniem do rektyfikacji

9.1 Technika badawcza

Zaprojektowano pomiary polegające na rejestrowaniu w trakcie rektyfikacji w trzynastu punktach, w których wbudowane były podnośniki ($i = 1, \dots, 13$ – położenie podnośników patrz rys. 8-27) następujących wartości:

- sił Q_i występującej w podnośnikach,
- przemieszczeń ściany $u_{\text{wall},i}$,
- przemieszczeń ściany względem konstrukcji oporowej $u_{\text{w-f},i}$.

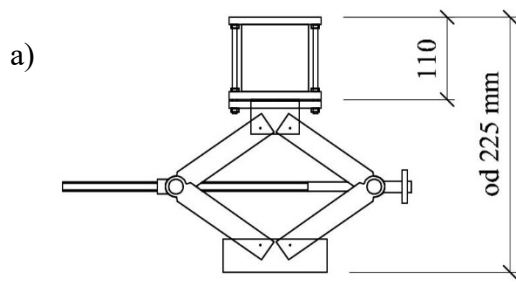
W celu realizacji tych pomiarów na konstrukcji oporowej zostały zamocowane układy podnośnik-siłomierz. Układy te stanowiły połączone ze sobą, za pomocą śrub i sklejek, podnośnik i siłomierz elektrooporowy (rys. 9-4; układy te były przedmiotem badań opisanych w podrozdziale 8.3). Siła wywołana w podnośniku była przekazywana na ścianę przez siłomierz i równoważona przez konstrukcję oporową. Takie rozwiązanie umożliwiło pomiar wartości Q_i . Do drewnianej konstrukcji wbudowanej wewnątrz baraku, która nie była związana ani ze ścianą, ani z konstrukcją oporową zamocowano czujniki indukcyjne. Wysuwane rdzenie czujników związane były ze ścianą przez docisk, wywołany wewnętrzną sprężyną stanowiącą element czujnika. Dzięki takiemu rozwiązaniu prowadzony był pomiar wartości $u_{\text{wall},i}$. Ostatnią mierzoną wartością była wartość wzajemnego przemieszczenia konstrukcji oporowej względem ściany. Wartość tą oznaczono przez $u_{\text{w-f},i}$. Na podstawie pomierzonych przemieszczeń ściany (pomiar $u_{\text{wall},i}$) i przemieszczeń $u_{\text{w-f},i}$ można wyznaczyć przemieszczenia ramy ($u_{\text{fra},i}$) z zależności

$$u_{\text{fra},i,j} = u_{\text{w-f},i,j} - u_{\text{wall},i,j}. \quad (9.1)$$

Szkice czujników mierzących przemieszczenia z podaniem ich wymiarów i zakresów pomiarowych przedstawiono na rysunku 9-5, a czujniki zamocowane do konstrukcji oporowej na rysunku 9-6b. Z kolei szkic pomiaru sił i przemieszczeń w punkcie i wywołanych wymuszeniem $u_{\text{ext},j}$ wynikającym z wymuszenia kinematycznego zadanego przez j -ty siłownik przedstawiono na rysunku 7-35.

Wskazania czujników rejestrowano 24-bitowymi przetwornikami analogowo-cyfrowymi (rys. 9-7).

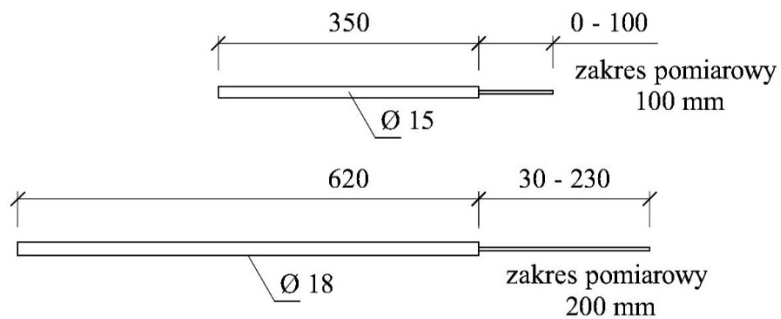
Jak przedstawiono powyżej parametry mechaniczne układu wyznaczano dla pięciu stanów rektyfikowanej ściany.



b)



Rys. 9-4. Układ podnośnik – siłomierz: a) szkic, b) fotografia przedstawiająca minimalny wysuw siłownika



Rys. 9-5. Szkice indukcyjnych czujników przemieszczeń o zakresie pomiarowym 100 mm i 200 mm oraz obejma do mocowania czujników

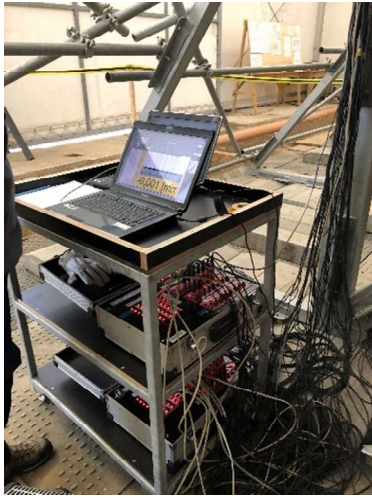
a)



b)



Rys. 9-6. Czujniki zabudowane na ścianie: a) układ siłownik – siłomierz elektrooporowy za pomocą którego realizowano pomiary sił Q_i , b) indukcyjne czujniki przemieszczeń zamocowane do niezależnej konstrukcji wewnątrz baraku, nie związanej z konstrukcją oporową ani ze ścianą, mierzące przemieszczenia $u_{wall,i}$



Rys. 9-7. Aparatura rejestrująca i rektyfikowana ściana w trakcie badań in situ

9.2 Program i wyniki badań

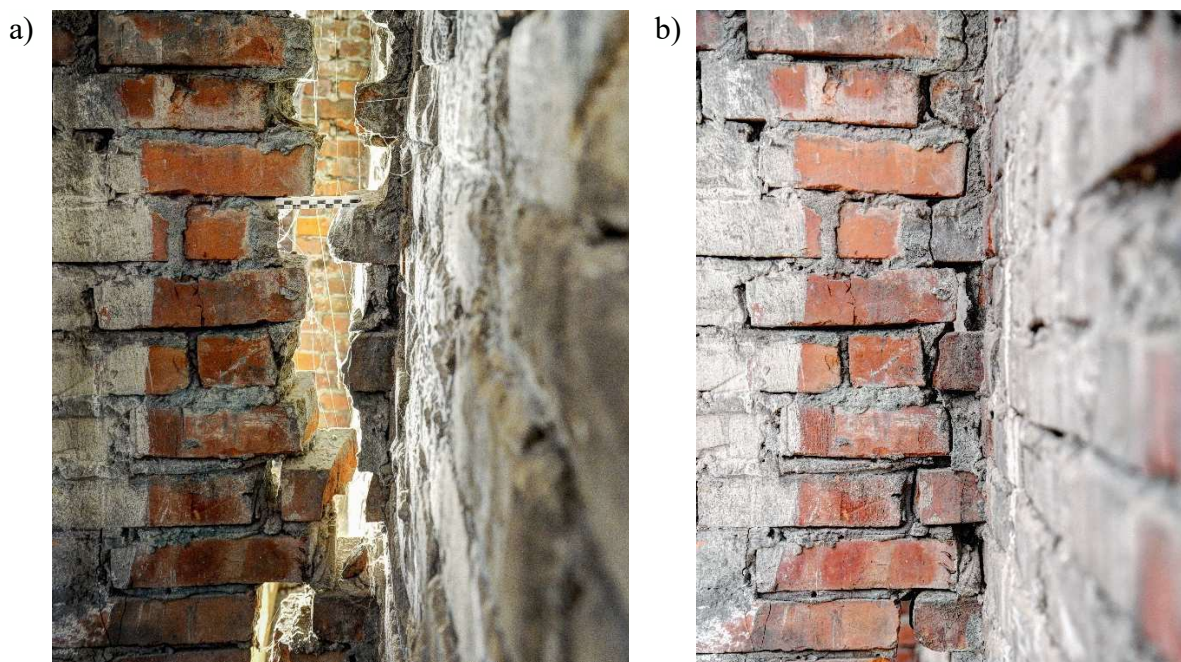
Założono, że podczas rektyfikacji ściany będzie prowadzona ciągła rejestracja wszystkich mierzonych wartości. W związku z tym prowadzono ciągły pomiar i rejestrację z częstotliwością 2 Hz: Q_i , $u_{\text{wall},i}$, $u_{\text{w-f},i}$ w trzynastu punktach ($i = 13$). W sumie rejestrowano równocześnie 39 wartości. Ponadto w czterech różnych stanach ściany zdefiniowanych przez wartość strzałki odkształcenia oznaczoną przez $u_{\text{wall-d-max}}$ zaprojektowano pomiary mające na celu wyznaczenie charakterystyk rektyfikowanej ściany. Pomiary w każdym z tych stanów polegały na wywoływaniu kolejno, za pomocą każdego z 13 podnośników przemieszczenia ramy względem ściany ($u_{\text{w-f},i,i}$) o wartości około 1 mm. Formalnie wywoływane było podnośnikiem wymuszenie $u_{\text{ext},i}$, którego wartość wyznaczano z zależności

$$u_{\text{ext},i} = u_{\text{w-f},i,i} - \frac{Q_{i,i}}{k_{\text{jack}}}. \quad (9.2)$$

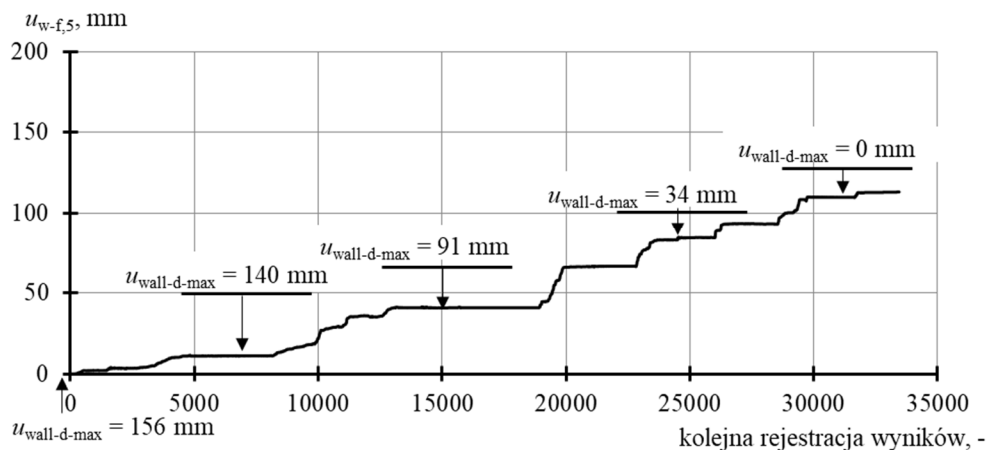
Badania mające na celu wyznaczenie charakterystyk rektyfikowanej ściany przeprowadzono po ustabilizowaniu ściany na podnośnikach zaraz na początku rektyfikacji, po zakończeniu rektyfikacji oraz w trzech pozycjach ściany podczas rektyfikacji. Wartości $u_{\text{wall-d-max}}$ definiujące te stany wynosiły: 140 mm, 91 mm, 34 mm oraz 0. W trakcie rektyfikacji dokonano 32274 cykli rejestracji, przy czym w trakcie jednego cyklu rejestrowano 39 mierzonych wartości. Oznacza to, że rejestracje za pomocą aparatury pomiarowej prowadzono przez cztery i pół godziny. Sama rektyfikacja i badania trwały oczywiście dłużej. Przygotowanie konstrukcji oporowej do rektyfikacji trwało kilka tygodni. Rektyfikacja była elementem kompleksowej konserwacji zabytku, w ramach której wykonano nowe posadowienie ściany, odciążono ścianę przez rozbiórkę więźby, ponadto wykonano prace towarzyszące przy posadzkach, budowie namiotu nad obiektem i inne. Łącznie prace te w baraku B-138 trwały dwa lata.

Efektem rektyfikacji było usunięcie deformacji ściany, to znaczy doprowadzono do zera wszystkie wartości $u_{\text{wall-d},i}$ przedstawione na rysunku 9-1. Efekt rektyfikacji można obserwować na rysunku 9-8, gdzie po lewej stronie przedstawiono ścianę w pierwszym etapie rektyfikacji, kiedy $u_{\text{wall-d-max}} = 156$ mm, a po prawej stronie po zakończeniu rektyfikacji, to znaczy po osiągnięciu $u_{\text{wall-d-max}} = 0$, a zatem $u_{\text{wall-d},i} = 0$ ($i = 1, \dots, 13$).

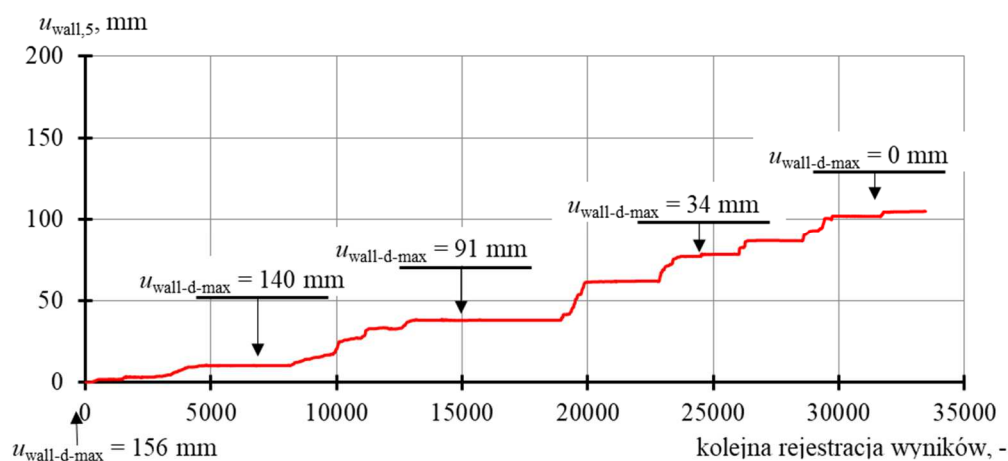
Poniżej przedstawiono przykłady wyników ciągłych pomiarów zrealizowanych w dwóch wybranych punktach $i = 5$ oraz $i = 6$, w których współrzędna deformacji ściany na początku rektyfikacji, to jest w stanie oznaczonym jako $u_{\text{wall-d-max}} = 156$ mm, wynosiły odpowiednio 105 mm i 136 mm. Na rysunku 9-9 zamieszczono wykres przedstawiający zmianę odległości między ścianą, a konstrukcją oporową w punkcie 5 ($u_{\text{w-f},5}$). Wartość $u_{\text{w-f},5}$ zmienia się od zera na początku rektyfikacji do 112 mm. Wartość pomierzona na końcu jest większa od początkowej wartości deformacji (105 mm), ponieważ $u_{\text{w-f}}$ zawiera również informacje o odkształceniu konstrukcji oporowej, co wynika wprost z zależności (9.1) Z kolei pomierzone wartości $u_{\text{wall},6}$ przedstawione na rysunku 9-13 zmieniają się od 0 do 136 mm. Osiągnięcie tej wartości oznacza doprowadzenie punktu 6 ściany dożądanego położenia. Z kolei wartości $u_{\text{w-f},6}$ zmieniają się od 0 do 146 mm i są większe od $u_{\text{wall},6}$. Różnica między $u_{\text{w-f},6}$ a $u_{\text{wall},6}$, zgodnie z zależnością (9.1) daje przemieszczenie konstrukcji oporowej w punkcie $i = 6$. Analizując odpowiednie wartości przedstawione na omówionych powyżej wykresach, w szczególności $u_{\text{w-f},5}$ i $u_{\text{w-f},6}$ należy zauważyć, że charakter ich zmian w czasie rektyfikacji jest taki sam. Innymi słowy iloraz tych wartości pozostaje stały w trakcie całego procesu rektyfikacji. Oznacza to, że postać deformacji ściany podczas rektyfikacji była cały czas taka sama. Zatem charakterystyki rektyfikowanego układu i rektyfikowanej ściany, które zostały wyznaczone i opisane poniżej obowiązują dla danej postaci deformacji ściany.



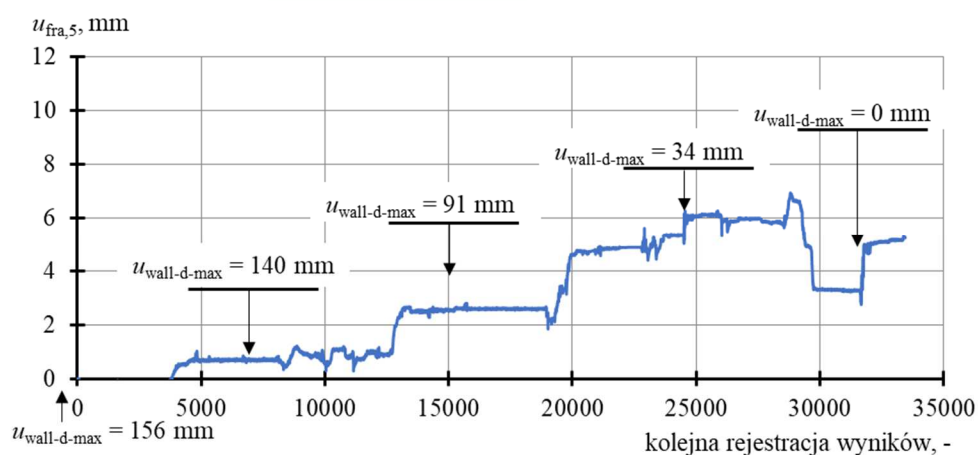
Rys. 9-8. Położenie ściany szczytowej względem ściany poprzecznej w trakcie rektyfikacji: a) stan odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} = 156$ mm,
b) stan $u_{\text{wall-d-max}} = 0$



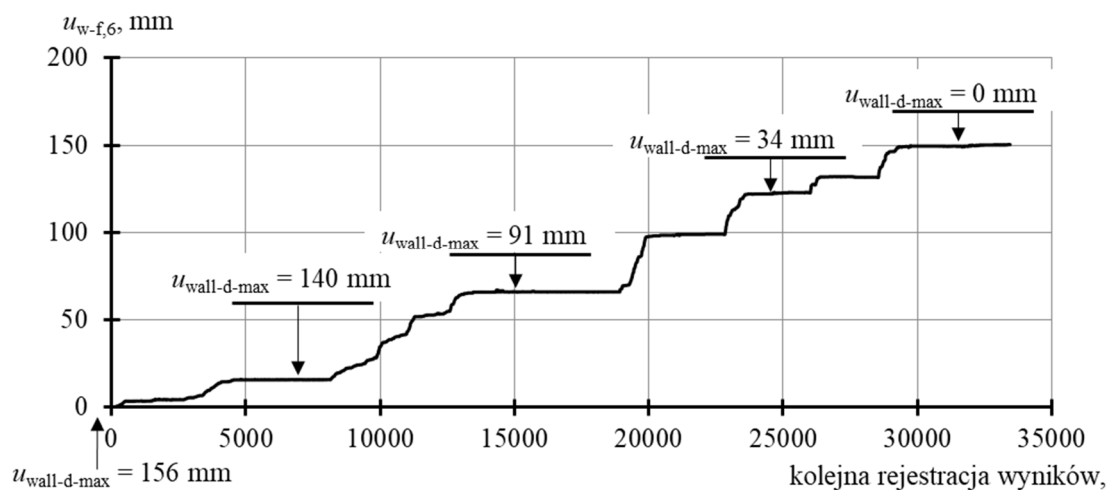
Rys. 9-9. Zarejestrowana zmiana odległości między ścianą, a konstrukcją oporową w punkcie 5 ($u_{w-f,5}$) podczas rektyfikacji ściany (rejestracje wyników prowadzono co 0,5 sekundy)



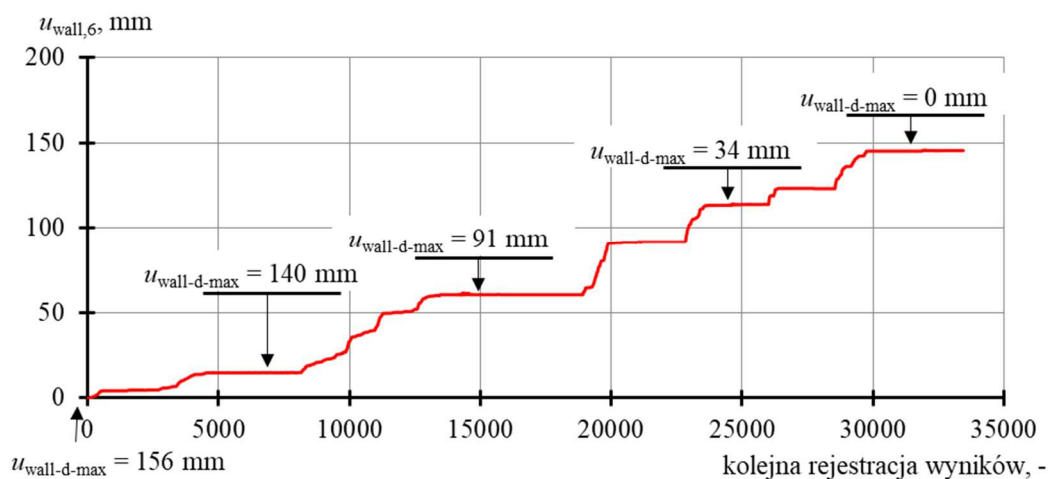
Rys. 9-10. Zarejestrowane przemieszczenie ściany w punkcie $i = 5$ ($u_{wall,5}$) podczas rektyfikacji



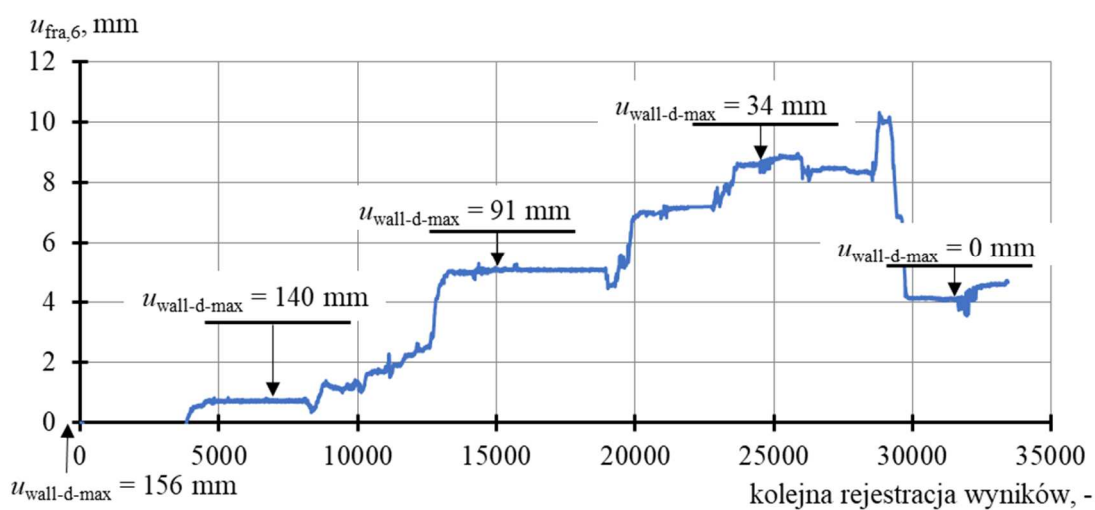
Rys. 9-11. Zarejestrowane przemieszczenie konstrukcji oporowej w punkcie $i = 5$ ($u_{fra,5}$) podczas rektyfikacji



Rys. 9-12. Zarejestrowana zmiana odległości między ścianą, a konstrukcją oporową w punkcie 6 ($u_{w-f,6}$) podczas rektyfikacji budynku



Rys. 9-13. Zarejestrowane przemieszczenie ściany w punkcie $i = 6$ ($u_{wall,6}$) podczas rektyfikacji



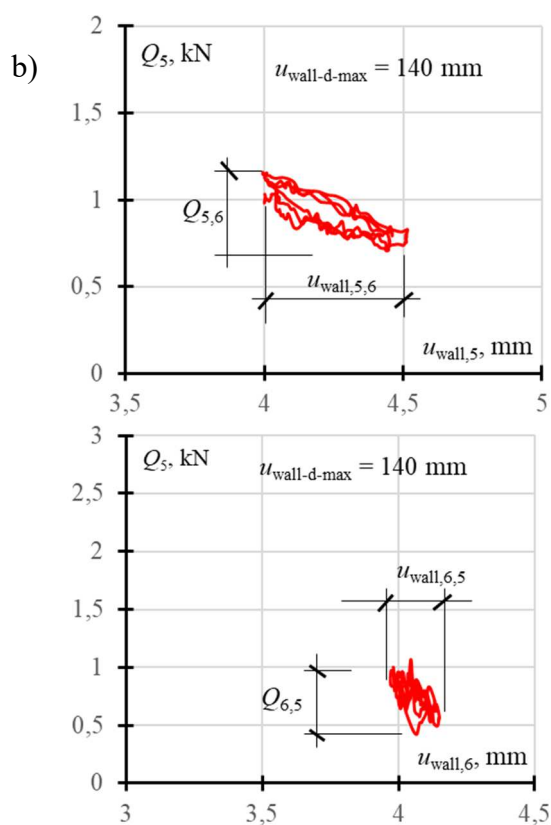
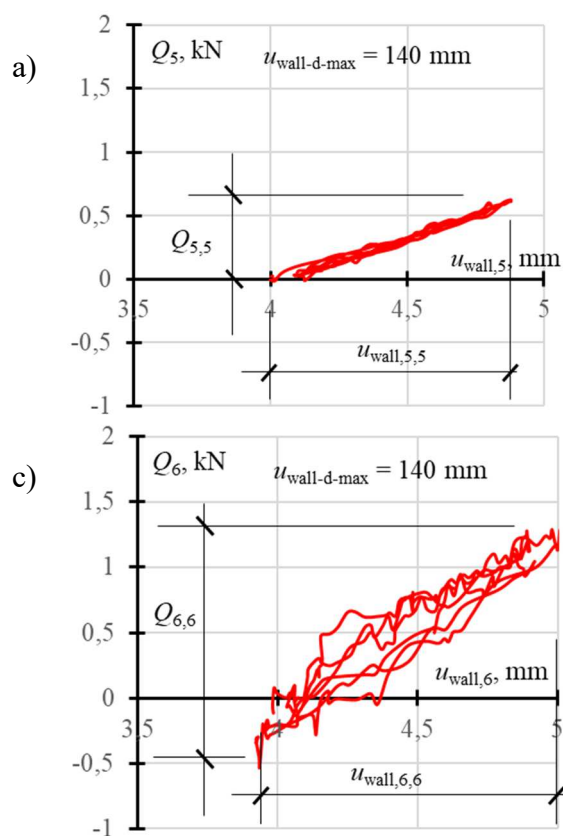
Rys. 9-14. Zarejestrowane przemieszczenie konstrukcji oporowej w punkcie $i = 6$ ($u_{fra,6}$) podczas rektyfikacji

W czterech stanach rektyfikowanej ściany prowadzono badania mające na celu wyznaczenie parametrów mechanicznych ściany. Polegały one na wymuszaniu w każdym z siłowników przemieszczenia $u_{ext,i} = 1 \text{ mm}$ ($i = 1, \dots, 13$). Za każdym razem wykonywano trzy pętle obciążenia zwiększając i zmniejszając wartość $u_{ext,i}$ od zera do 1 mm. Wymuszono w ten sposób w trzynastu punktach po trzy pętle dla czterech stanów, co daje razem $13 \times 3 \times 4 = 156$ pętli histerezy. Ponieważ w każdym punkcie mierzono trzy wielkości w sumie do analizy otrzymano $156 \times 3 = 468$ przebiegów.

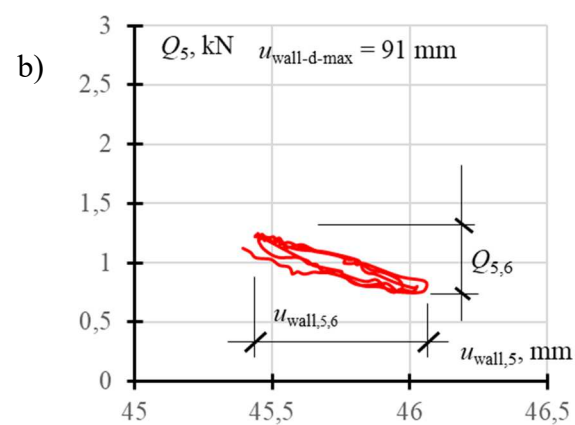
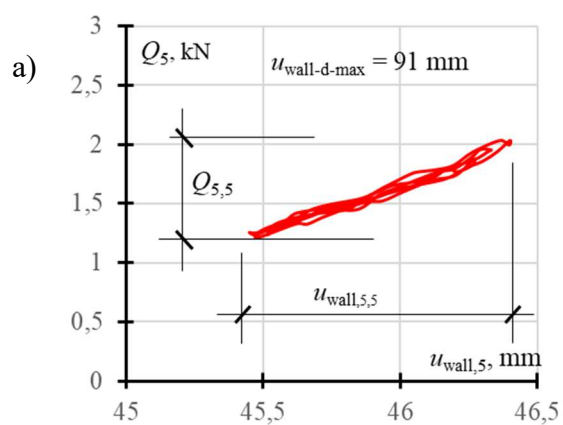
Przykładowe pętle histerezy współrzędnych $u_{wall,5}$ i $u_{wall,6}$ uzyskane w wybranych czterech stanach zdefiniowanych przez $u_{wall-d-max}$ ($u_{wall-d-max} = 140 \text{ mm}, 91 \text{ mm}, 34$ oraz 0) zamieszczono na kolejnych rysunkach o numerach od 9-15 do 9-18. Pętle te przedstawiono w następującym układzie. Wykresy oznaczone jako „a)” na tych rysunkach przedstawiają zmiany wartości $u_{wall,5}$ wywołane wymuszeniem $u_{ext,5}$. Zatem wykresy te przedstawiają relacje wartości $u_{wall,5,5} - Q_{5,5}$. W oznaczeniu tych wartości, zgodnie z przyjętą w całej rozprawie notacją, pierwsza cyfra w indeksie oznacza punkt, w którym wykonywany jest pomiar, a druga miejsce przyłożenia wymuszenia. Ponieważ punkt pomiaru pokrywa się z punktem przyłożenia obciążenia, to oba oznaczenia mają wartość pięć. Rysunki „b)” przedstawiają zmiany tych samych wartości, lecz wywołane wymuszeniem $u_{ext,6}$. W związku z tym wykresy te przedstawiają relacje $u_{wall,5,6} - Q_{5,6}$. Rysunki „c)” przedstawiają zmiany wartości $u_{wall,6}$ wywołane wymuszeniem $u_{ext,6}$. I w końcu rysunki „d)” przedstawiają zmiany wartości $u_{wall,6}$ wywołane wymuszeniem $u_{ext,5}$, a zatem relację $u_{wall,6,5} - Q_{6,5}$. Na wszystkich wykresach od 9-15 do 9-18 tych przyjęto taki sam zakres wartości Q_i oraz u_{wall} , w związku z czym można łatwiej identyfikować zmiany.

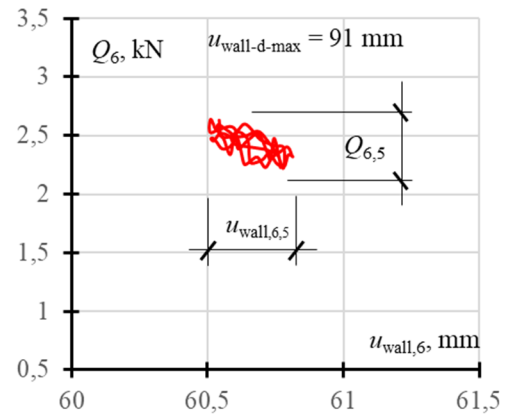
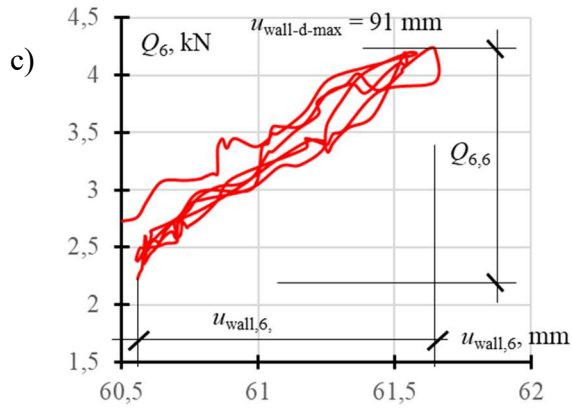
Relacje $u_{wall,i,i} - Q_{i,i}$ (wykresy „a)” i „c)” na rysunkach od 9-15 do 9-18) są pochylone w prawo, co oznacza, że przyrostowi siły i -tym podnośniku towarzyszy przyrost wartości przemieszczenia i -tego punktu ściany. Jednocześnie relacje $u_{wall,i,j} - Q_{i,j}$ ($i \neq j$) są pochylone w przeciwnym kierunku, co interpretuje się następująco. Wymuszenie $u_{ext,j}$ w podnośniku sąsiednim (j – tym) powoduje spadek wartości siły w podnośniku analizowanym (i – tym). Jednocześnie spadkowi temu towarzyszy zmniejszenie przemieszczenia w punkcie i -tym.

Nachylenia zależności zamieszczonych na wykresach a)” i „c)” z rysunków od 9-15 do 9-18 (ilorazy $Q_{i,i}/u_{wall,i,i}$) można interpretować jako sztywność ściany w punkcie i . Wielkość ta nie została jednak wyprowadzona w podrozdziale 8.1 stąd nie można nadać jej jednoznacznej interpretacji fizycznej (wprowadzono jedynie sztywność układu $k_{i,i}$ w punkcie i jako wyraz znajdujący się na przekątnej macierzy sztywności $\mathbf{k}$). Widać jednak, że ilorazy $Q_{i,i}/u_{wall,i,i}$ w kolejnych stanach ściany osiągają większe wartości. W stanie odpowiadającym $u_{wall-d-max} = 0$ (ściana po rektyfikacji) osiągają one wręcz wartości nieskończone (zależność $u_{wall,i,i} - Q_{i,i}$ jest prawie pionowa). Oznacza to, że ściana zarówno w punkcie 5 jak i 6 po przeprowadzonej rektyfikacji uzyskała żądany kontakt ze ścianą poprzeczną w osi C (co widać na rys. 9-8b). Wymuszenie $u_{ext,i}$ nie powoduje już przemieszczeń ściany, a skutkuje odkształceniami ramy ($u_{fra,i}$) i samego podnośnika ($u_{jack,i}$).

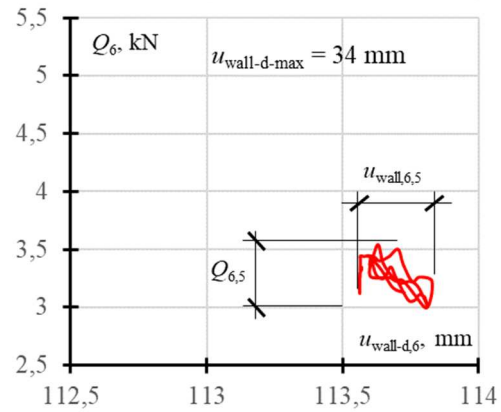
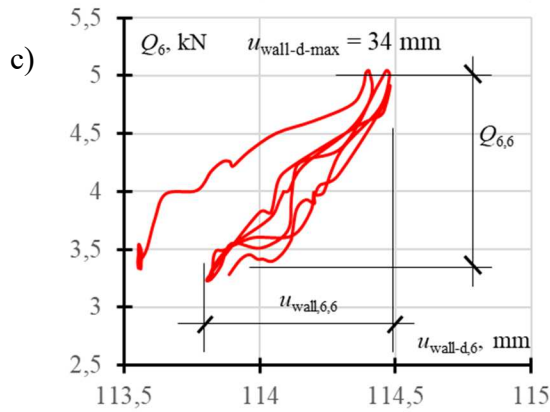
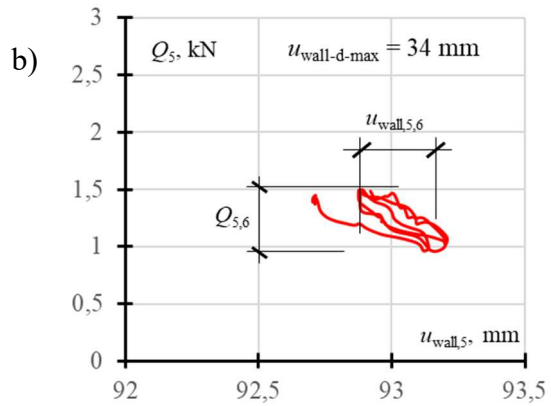
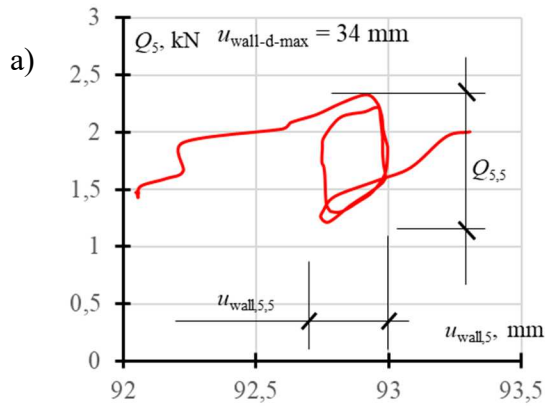


Rys. 9-15. Przemieszczenia ściany w punktach $i = 5, 6$ wywołane wymuszeniami $u_{\text{ext},j}$ ($j = 5, 6$); stan odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} = 140 \text{ mm}$: a) $i = 5, j = 5$, b) $i = 5, j = 6$, c) $i = 6, j = 6$, d) $i = 6, j = 5$

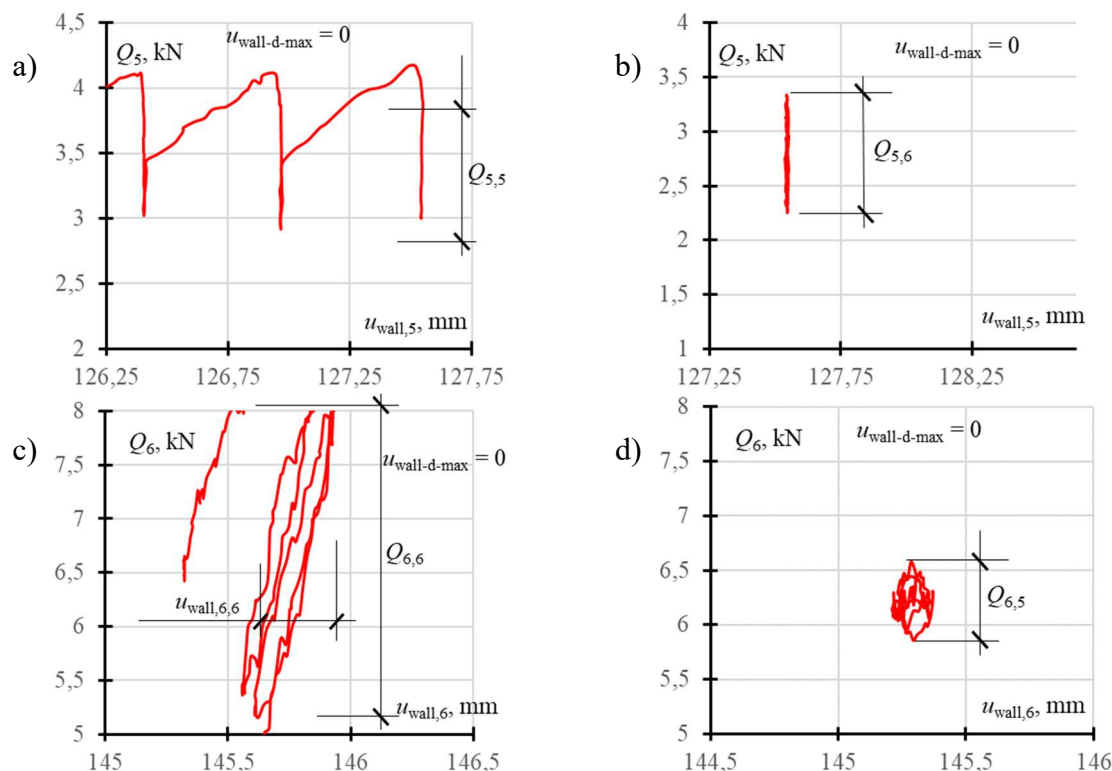




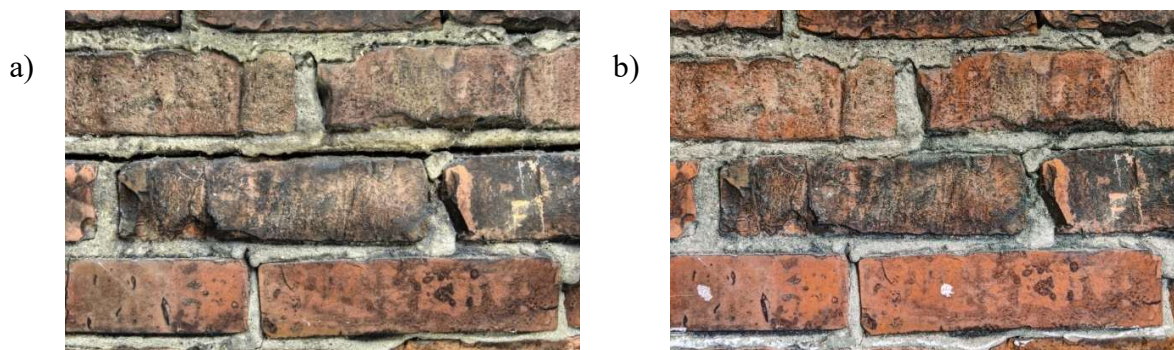
Rys. 9-16. Przemieszczenia ściany w punktach $i = 5, 6$ wywołane wymuszeniami $u_{ext,j}$ ($j = 5, 6$); stan odpowiadający $u_{wall-d-max} = 91$ mm: a) $i = 5, j = 5$, b) $i = 5, j = 6$, c) $i = 6, j = 6$, d) $i = 6, j = 5$



Rys. 9-17. Przemieszczenia ściany w punktach $i = 5, 6$ wywołane wymuszeniami $u_{ext,j}$ ($j = 5, 6$); stan odpowiadający $u_{wall-d-max} = 34$ mm: a) $i = 5, j = 5$, b) $i = 5, j = 6$, c) $i = 6, j = 6$, d) $i = 6, j = 5$



Rys. 9-18. Przemieszczenia ściany w punktach $i = 5, 6$ wywołane wymuszeniami $u_{\text{ext},j}$ ($j = 5, 6$); stan odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} \approx 0$: a) $i = 5, j = 5$, b) $i = 5, j = 6$, c) $i = 6, j = 6$, d) $i = 6, j = 5$



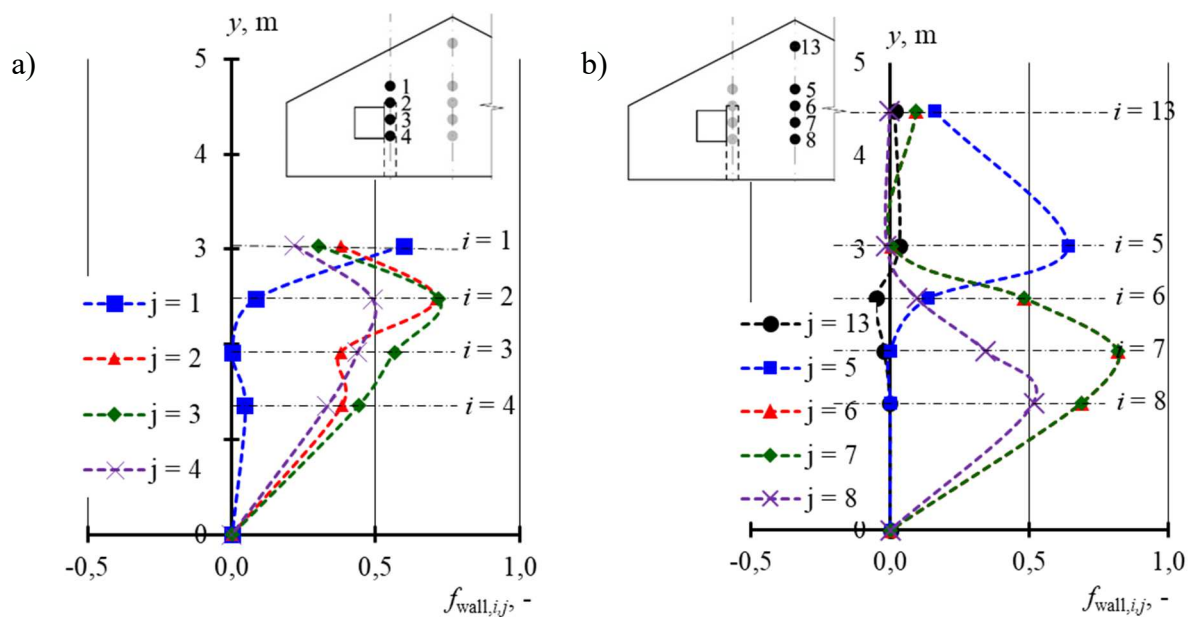
Rys. 9-19. Przykład poziomych rozwarstwień ściany w spoinach wspornych: a) ściana przed rektyfikacją (występują rozwarstwienia), b) ściana po rektyfikacji (rozwarstwienia domknięte)

9.3 Charakterystyki modelu dyskretnego wyznaczone na podstawie badań in situ

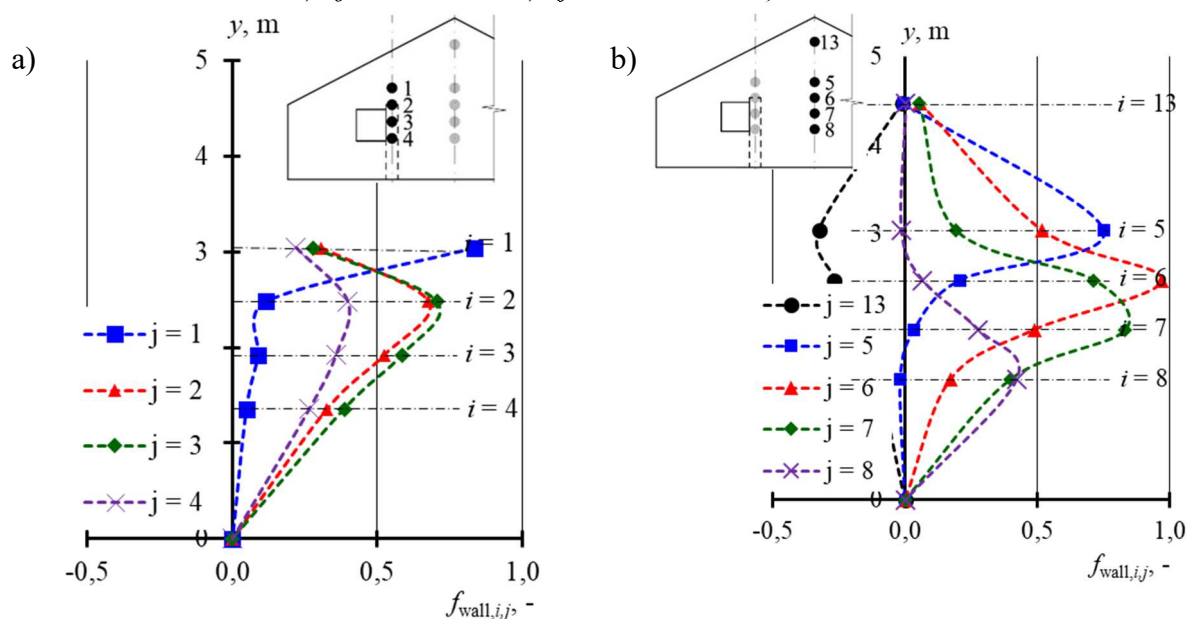
Sposób opracowywania wyników opisanych badań w przypadku wszystkich stanów ściany był taki sam. Najpierw zestawiono w tablicach wszystkie wartości zmian sił $Q_{i,j}$ oraz odpowiadające im przemieszczenia $u_{\text{wall},i,j}$, $u_{\text{w-f},i,j}$. Na następnie obliczono $u_{\text{fra},i,j}$ z zależności (9.1) oraz wymuszenie $u_{\text{ext},i}$ z zależności (9.2). Tak otrzymany zestaw danych był podstawą budowy macierzy modelu opisujących charakterystyki układu.

Najpierw zbudowano wektory kształtów przemieszczeń ściany, ramy i podnośnika ($\mathbf{f}_{\text{wall},j}$, $\mathbf{f}_{\text{fra},j}$, $\mathbf{f}_{\text{jack},j}$) według zależności (8.17) a następnie odpowiednie macierze kształtów ($\mathbf{f}_{\text{wall}}$, $\mathbf{f}_{\text{fra}}$, $\mathbf{f}_{\text{jack}}$) według zależności (8.22), (8.23), (8.24). Macierz sztywności $\mathbf{k}$ układu rektyfikowanego wyznaczono według (8.34), a macierz podatności układu δ uzyskano przez wyznaczanie macierzy odwrotnej do $\mathbf{k}$ według (8.35). Macierze podatności: δ_{wall} ściany, δ_{fra} ramy oraz δ_{fra} podnośników wyznaczono jako iloczyny odpowiednich macierzy kształtów przez macierz podatności układu zgodnie z zależnościami (8.38), (8.40), (8.42). Wszystkie wyznaczone macierze są kwadratowe i mają wymiar 13 - równy liczbie wbudowanych podnośników.

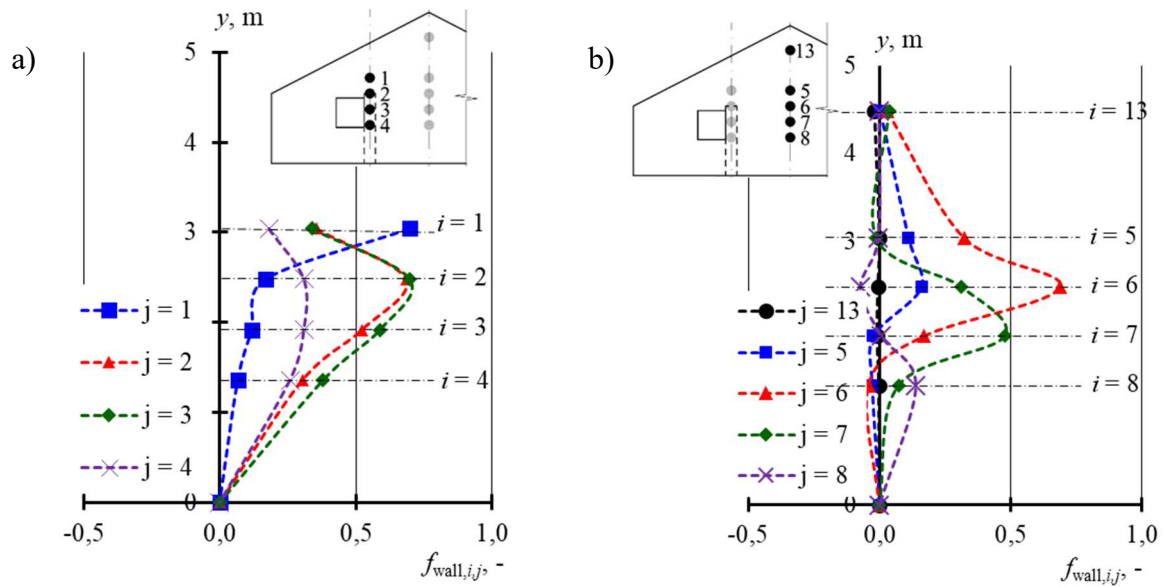
Wybrane elementy macierzy $\mathbf{f}_{\text{wall}}$ dla czterech analizowanych stanów zamieszczono na rysunkach o numerach od 9-20 do 9-23. Zamieszczono na nich fragmenty macierzy przedstawiające odkształcenie ściany w liniach pionowych pokrywającymi się z osiami B oraz C (położenie osi B i C przedstawiono na przykład na rysunku 9-1). Przykładowo linia koloru niebieskiego na wykresach „a” rysunków od 9-20 do 9-23 przedstawia następujące elementy macierzy postaci przemieszczeń ściany $\mathbf{f}_{\text{wall}}$: $f_{\text{wall},1,1}$, $f_{\text{wall},2,1}$, $f_{\text{wall},3,1}$, $f_{\text{wall},4,1}$ (elementy leżą one na osi B). Linia koloru czerwonego na tych wykresach przedstawia elementy $f_{\text{wall},1,2}$, $f_{\text{wall},2,2}$, $f_{\text{wall},3,2}$, $f_{\text{wall},4,2}$. Z kolei na wykresach „b” rysunków od 9-20 do 9-23 zamieszczono postacie przemieszczeń punktów leżących na osi C. Linia koloru niebieskiego na wykresach „b” rysunków od 9-20 do 9-23 przedstawia następujące elementy macierzy postaci przemieszczeń $\mathbf{f}_{\text{wall}}$: $f_{\text{wall},1,5}$, $f_{\text{wall},5,5}$, $f_{\text{wall},6,5}$, $f_{\text{wall},7,5}$, $f_{\text{wall},8,5}$. Interpretację wykresów ułatwiają odpowiednie oznaczenia punktów i linii. Należy zauważyć, że linie odpowiadającym kolejnym stanom (odpowiadającym malejącym wartościom $f_{\text{wall-d-max}}$) mają co raz mniejszą amplitudę, co oznacza, w szczególności, że wartości strzałek postaci maleją (wartości na przekątnej macierzy $\mathbf{f}_{\text{wall}}$, to jest elementy $f_{\text{wall},i,i}$). W związku z tym, podobnie jak w przypadku wyników obliczeń modeli rektyfikowanych układów przedstawionych w podrozdziale 8.4, również poniżej, przy tabelarycznej prezentacji wyników zrezygnowano z przedstawiania całych macierzy i ograniczono się do prezentacji elementów znajdujących się na przekątnych macierzy. W tablicy 9-1 zestawiono wartości elementów $f_{\text{wall},i,i}$ znajdujące się na przekątnej macierzy kształtu $\mathbf{f}_{\text{wall}}$ przemieszczeń ściany dla czterech stanów ściany odpowiadających $u_{\text{wall-d-max}}$ wynoszących 140 mm, 91 mm, 34 mm oraz 0. W tablicy tej zestawiono odpowiednie wartości średnie $f_{\text{wall-meas},i,i}$. Wartości średnie wyraźnie maleją ze spadkiem $u_{\text{wall-d-max}}$. Przy $u_{\text{wall-d-max}} = 140$ mm wartość $f_{\text{wall-meas},i,i}$ wynosi 0,478 a przy $u_{\text{wall-d-max}} = 0$ wartość $f_{\text{wall-meas},i,i}$ jest równa 0,223 (rys. 9-24a).



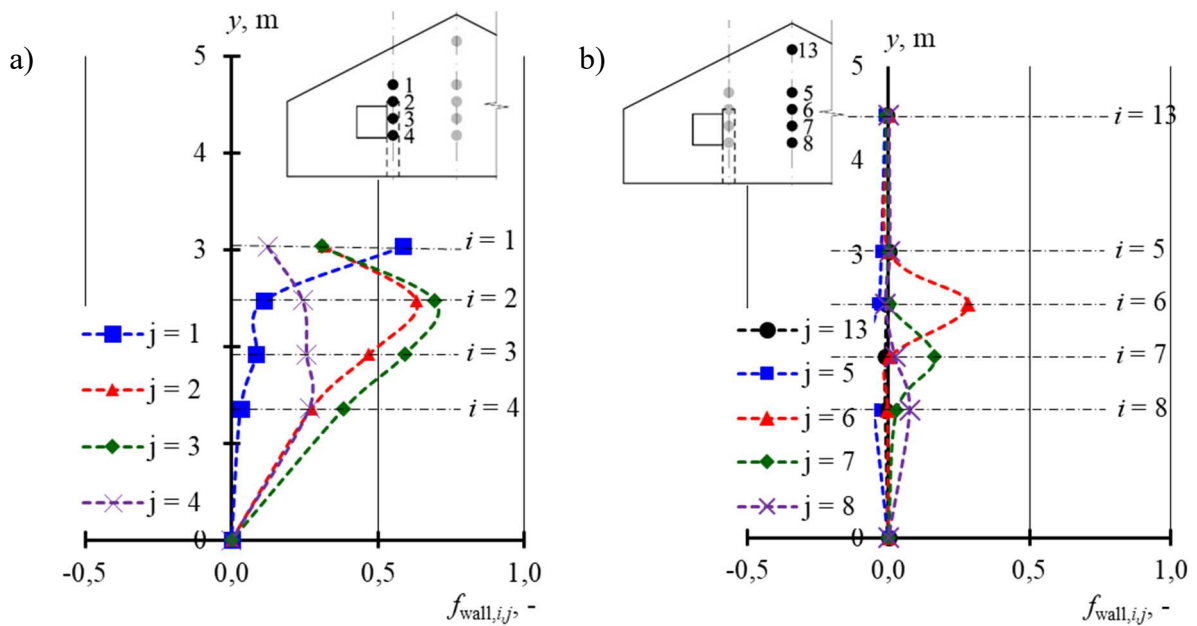
Rys. 9-20. Wybrane wartości $f_{wall,i,j}$ macierzy kształtów przemieszczeń ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{wall-d-max} = 151$ mm: a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$



Rys. 9-21. Wybrane wartości $f_{wall,i,j}$ macierzy kształtów przemieszczeń ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{wall-d-max} = 91$ mm: a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$



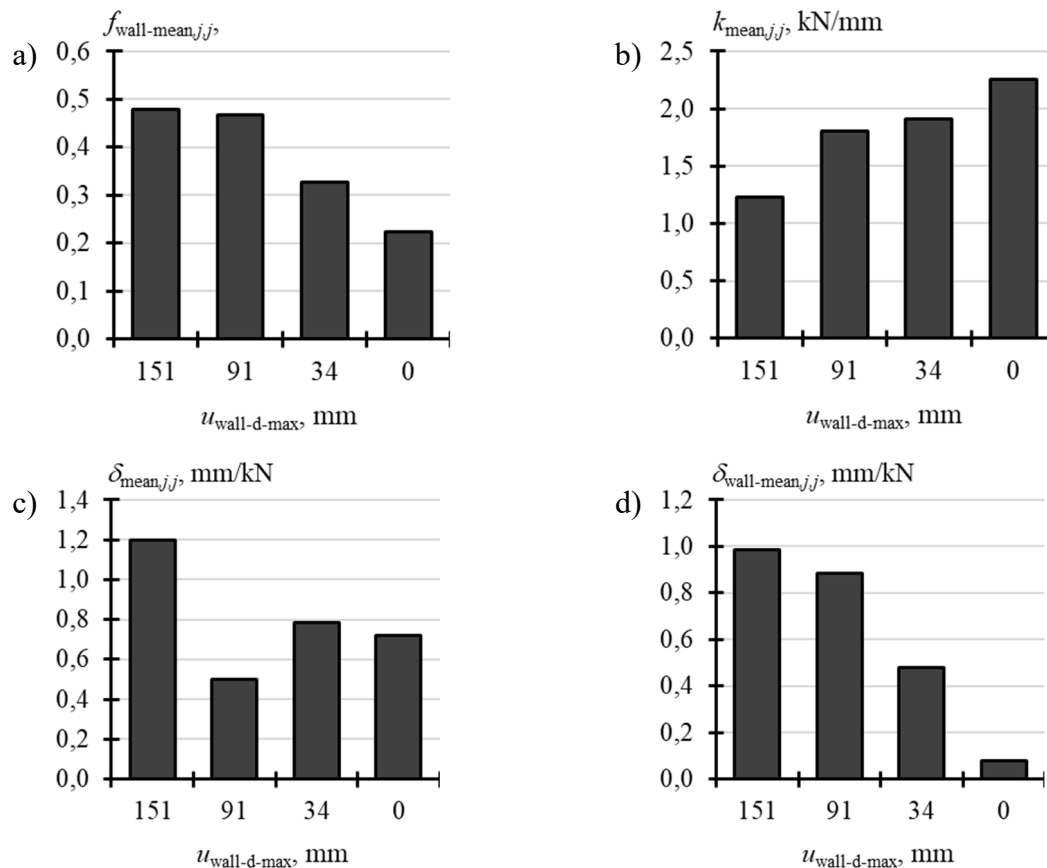
Rys. 9-22. Wybrane wartości $f_{wall,ij}$ macierzy kształtów przemieszczeń ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{wall-d-max} = 34$ mm:
a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$)



Rys. 9-23. Wybrane wartości $f_{wall,ij}$ macierzy kształtów przemieszczeń ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{wall-d-max} \approx 0$:
a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$)

Tablica 9-1. Wartości $f_{wall,jj}$ elementów macierzy kształtów przemieszczeń ściany układu odpowiadające różnym wartościom strzałki formy deformacji ściany ($u_{wall-d-max}$)

$u_{wall-d-max}$	140 mm	91 mm	34 mm	0
$f_{wall,1,1}$	0,597	0,836	0,696	0,586
$f_{wall,2,2}$	0,709	0,676	0,684	0,634
$f_{wall,3,3}$	0,566	0,585	0,588	0,592
$f_{wall,4,4}$	0,333	0,266	0,258	0,266
$f_{wall,5,5}$	0,639	0,749	0,111	-0,024
$f_{wall,6,6}$	0,863	0,970	0,689	0,283
$f_{wall,7,7}$	0,817	0,831	0,478	0,163
$f_{wall,8,8}$	0,515	0,422	0,138	0,075
$f_{wall,9,9}$	0,151	0,155	0,132	0,097
$f_{wall,10,10}$	-0,003	-0,059	-0,066	-0,070
$f_{wall,11,11}$	0,496	0,380	0,247	0,094
$f_{wall,12,12}$	0,516	0,273	0,310	0,208
$f_{wall,13,13}$	0,017	-0,012	-0,019	-0,009
$f_{wall-mean,jj}$	0,478	0,467	0,327	0,223



Rys. 9-24. Wartości średnie elementów znajdujących się na przekątnych macierzy: a) macierzy kształtów przemieszczeń ściany (f_{wall}), b) macierzy sztywności układu rektyfikowanego (k), c) macierzy podatności układu rektyfikowanego (δ), d) macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego (δ_{wall})

Prowadzone analizy macierzy sztywności k rektyfikowanego układu wykazały, że również w tym przypadku obserwowane zmiany zachodzące w układzie w kolejnych stanach można oszacować śledząc wartości $k_{i,i}$ leżące na przekątnych tych macierzy (tablica 9-2). Tym bardziej tendencję zmian można badać analizując wartości średnie $k_{\text{mean},i,i}$ z elementów leżących na przekątnej (elementy znajdujące się w dolnym wierszu tablicy 9-2). Widać, że w trakcie rektyfikacji, gdy maleje $u_{\text{wall-d-max}}$ wartości $k_{\text{mean},i,i}$ rosną. Dla $k_{\text{mean},i,i} = 140$ mm wartość $k_{\text{mean},i,i} = 1,231$ kN/mm a dla $k_{\text{mean},i,i} = 0$ wartość $k_{\text{mean},i,i} = 2,254$ kN/mm, co oznacza wzrost sztywności rektyfikowanego układu o 83%.

Wartości elementów macierzy podatności δ znajdujące się na przekątnych (elementy $\delta_{i,i}$) zostały zestawione w tablicy 9-3. Średnie z tych elementów $\delta_{\text{mean},j,j}$ wykazują, że podatność rektyfikowanego układu wraz z redukcją deformacji ściany maleje. Dla $k_{\text{mean},i,i} = 156$ mm wartość $\delta_{\text{mean},i,i} = 1,199$ mm/kN/mm a dla $k_{\text{mean},i,i} = 0$ wartość $\delta_{\text{mean},i,i} = 0,721$ mm/kN.

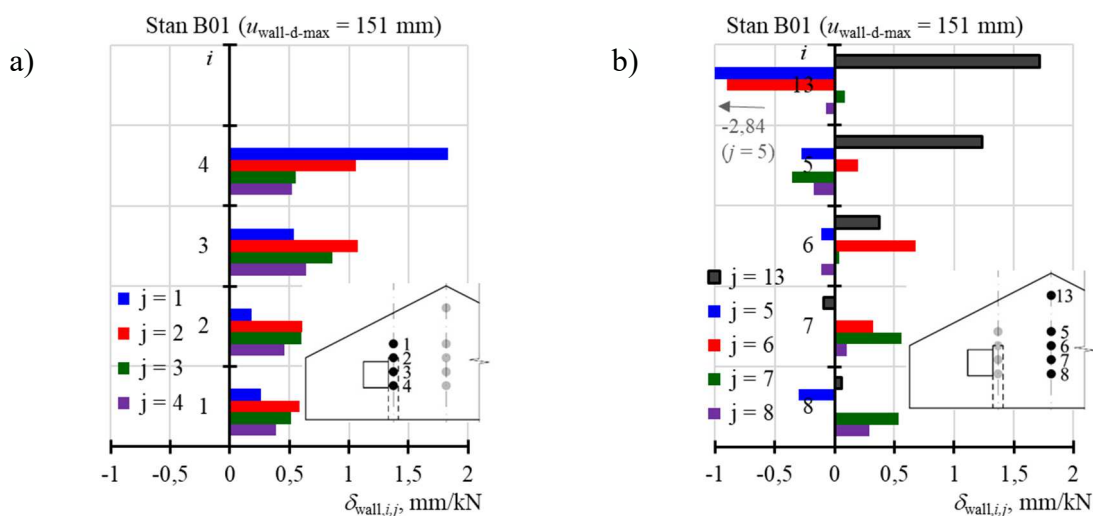
Tablica 9-2. Wartości elementów k_{jj} [kN/mm] macierzy sztywności rektyfikowanego układu odpowiadające różnym wartościom strzałki formy deformacji ściany ($u_{\text{wall-d-max}}$)

$u_{\text{wall-d-max}}$	140 mm	91 mm	34 mm	0
$k_{1,1}$	0,556	1,186	0,766	1,484
$k_{2,2}$	1,256	1,801	1,947	1,983
$k_{3,3}$	1,880	3,013	3,419	3,280
$k_{4,4}$	1,925	2,102	1,680	2,153
$k_{5,5}$	0,501	0,695	0,866	1,042
$k_{6,6}$	1,162	1,948	1,537	2,861
$k_{7,7}$	1,206	2,217	2,432	4,384
$k_{8,8}$	1,151	1,471	2,281	3,277
$k_{9,9}$	1,172	0,945	1,177	1,003
$k_{10,10}$	1,048	2,111	2,137	2,269
$k_{11,11}$	1,425	3,269	3,069	2,314
$k_{12,12}$	2,226	2,855	2,884	2,976
$k_{13,13}$	0,501	-0,125	0,676	0,281
$k_{\text{mean},jj}$	1,231 kN/mm	1,807 kN/mm	1,913 kN/mm	2,254 kN/mm

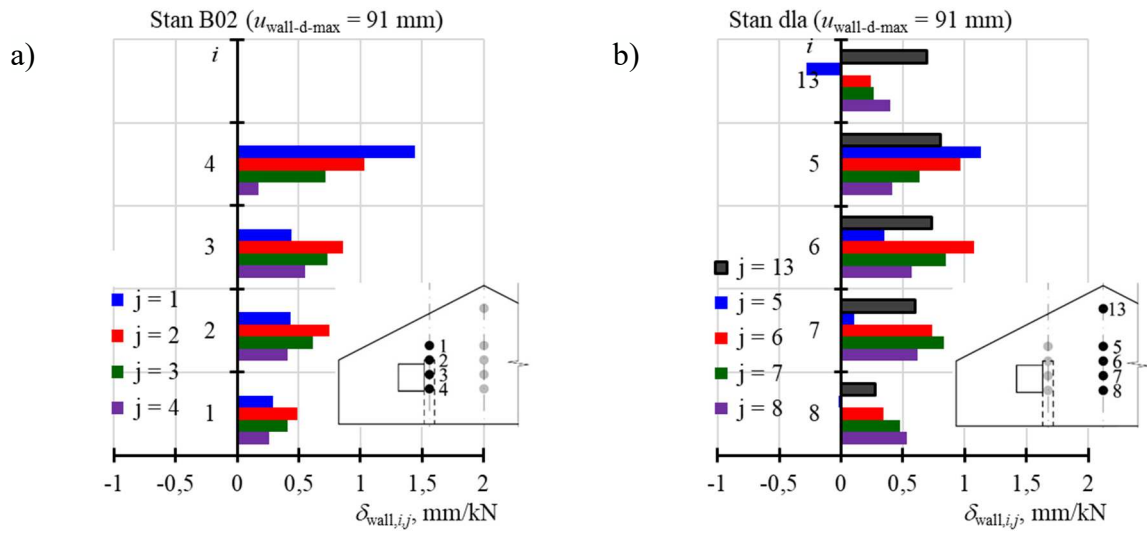
Tablica 9-3. Wartości elementów δ_{ij} [kN/mm] podatności rektyfikowanego układu odpowiadające różnym wartościom strzałki formy deformacji ściany ($u_{\text{wall-d-max}}$)

$u_{\text{wall-d-max}}$	140 mm	91 mm	34 mm	0
$\delta_{1,1}$	3,112	1,374	1,605	0,890
$\delta_{2,2}$	0,938	0,842	0,759	0,808
$\delta_{3,3}$	0,623	0,441	0,406	0,455
$\delta_{4,4}$	0,588	0,586	0,679	0,614
$\delta_{5,5}$	0,748	1,386	1,301	1,073
$\delta_{6,6}$	1,040	0,629	0,718	0,490
$\delta_{7,7}$	1,008	0,508	0,505	0,298
$\delta_{8,8}$	0,802	0,874	0,483	0,370
$\delta_{9,9}$	0,379	0,461	0,788	0,686
$\delta_{10,10}$	1,293	0,580	0,766	0,627
$\delta_{11,11}$	0,936	0,288	0,587	0,786
$\delta_{12,12}$	0,473	0,207	0,526	0,417
$\delta_{13,13}$	3,643	-1,661	1,051	1,860
$\delta_{\text{mean},jj}$	1,199 mm/kN	0,501 mm/kN	0,782 mm/kN	0,721 mm/kN

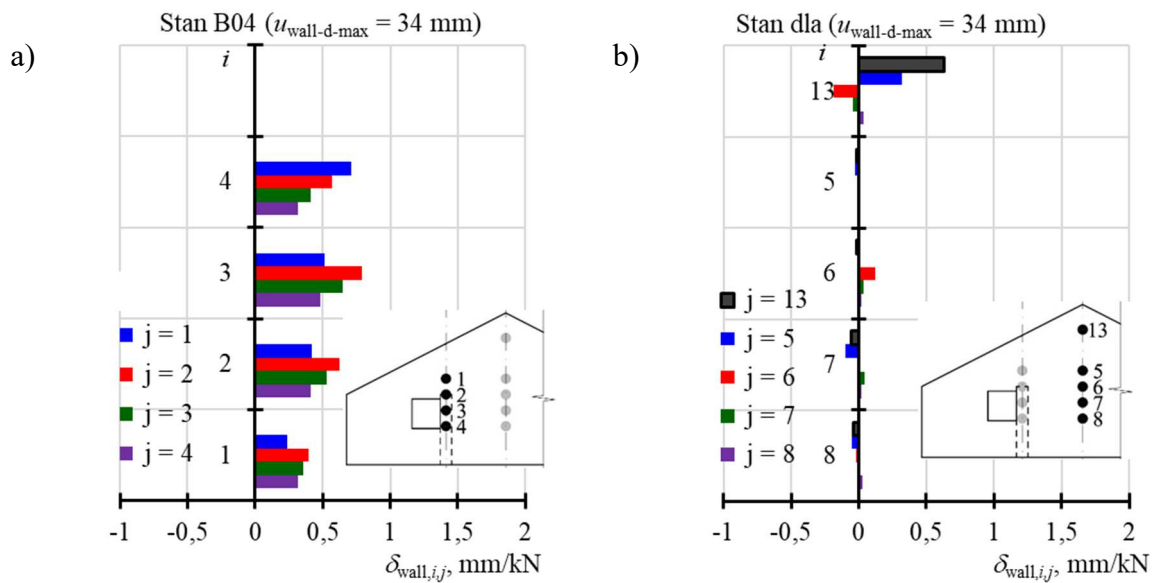
Analizowane powyżej macierze sztywności $\mathbf{k}$ oraz podatności δ reprezentują całe rektyfikowane układy, w skład których wchodzi: ściana, konstrukcja oporowa oraz podnośniki. Macierz podatności δ_{wall} pozwala niejako wyizolować z układu informację o samej tylko ścianie. Wybrane wartości macierzy δ_{wall} dla czterech stanów zwierają rysunki o numerach od 9-25 do 9-28. Wykresy „a)” na tych rysunkach zawierają informacje o wartościach znajdujących się w osi B (punkty 1, 2, 3, 4) to znaczy wartości $\delta_{\text{wall},ij}$ ($i,j = 1, 2, 3, 4$). Wykresy „b)” na tych rysunkach zawierają informacje o wartościach znajdujących się w osi C (punkty 13, 5, 6, 7, 8) to znaczy wartości $\delta_{\text{wall},ij}$ ($i,j = 13, 5, 6, 7, 8$). Analiza odpowiadających wartości dla poszczególnych stanów wskazuje, że wraz ze spadkiem $u_{\text{wall-d-max}}$ wartości $\delta_{\text{wall},ij}$ mają tendencję do zmniejszania wartości. Bardzo wyraźnie widać to analizując wartości średnie $\delta_{\text{wall-mean},ij}$ zamieszczone w dolnym wierszu tablicy 9-4. W kolejnych stanach ściany $\delta_{\text{wall-mean},ij}$ przyjmują wartości: 0,986, 0,886, 0,479, 0,079. Bardzo mała wartość w stanie $u_{\text{wall-d-max}} = 0$, (ściana po rektyfikacji) wynika z faktu, że rektyfikowana ściana podłużna oparła się na ścianie poprzecznej w osi C. Przeprowadzona tu analiza wykazuje, że macierz δ_{wall} jest najlepszą charakterystyką do badania zmian właściwości rektyfikowanej ściany.



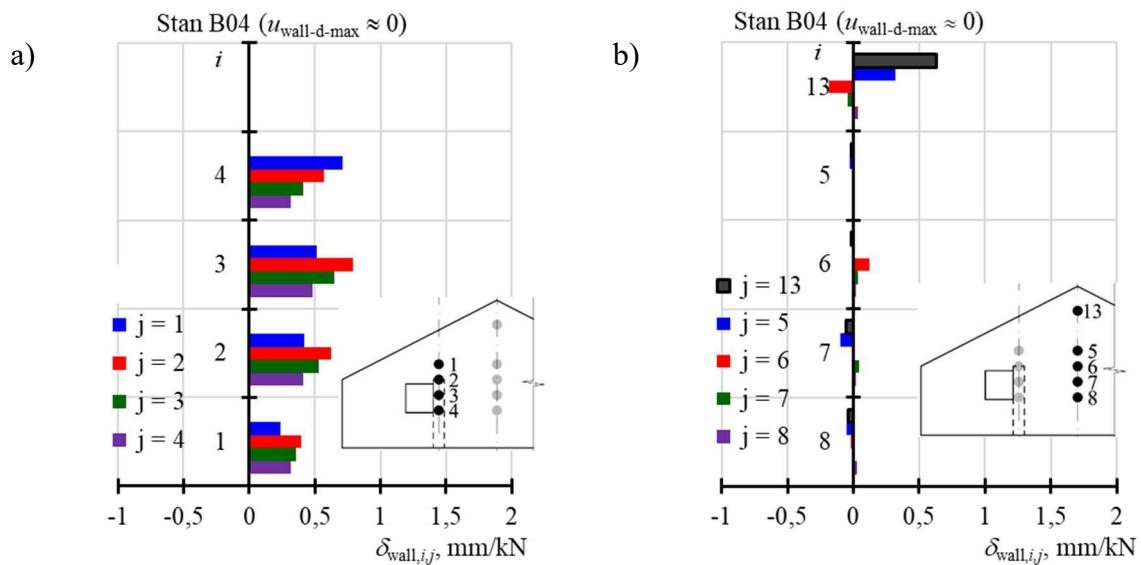
Rys. 9-25. Wybrane wartości $\delta_{\text{wall},ij}$ macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} = 151 \text{ mm}$:
a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$)



Rys. 9-26. Wybrane wartości $\delta_{\text{wall},i,j}$ macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} = 91 \text{ mm}$:
a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$)



Rys. 9-27. Wybrane wartości $\delta_{\text{wall},i,j}$ macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} = 34 \text{ mm}$:
a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$)



Rys. 9-28. Wybrane wartości $\delta_{\text{wall},i,j}$ macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego; stan odpowiadający $u_{\text{wall-d-max}} \approx 0$: a) $i,j = 1, 2, 3, 4$, b) $i,j = 5, 6, 7, 8, 13$)

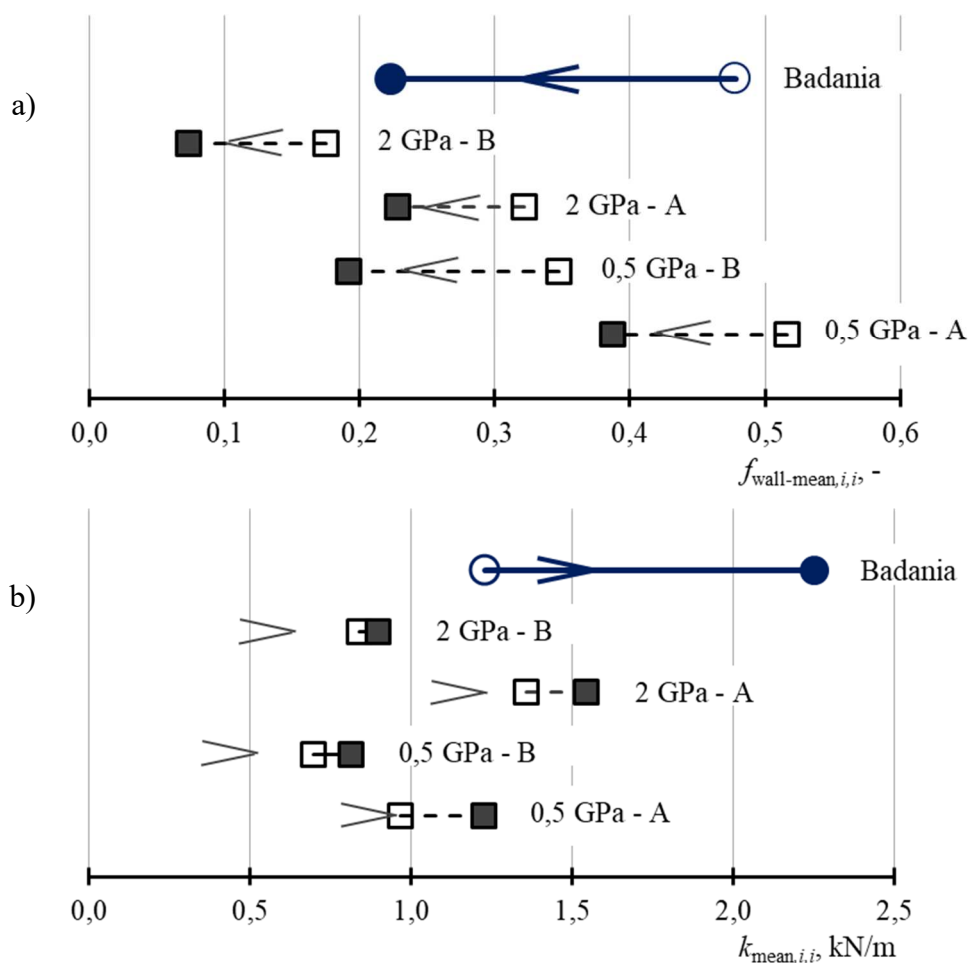
Tablica 9-4. Wartości elementów $\delta_{\text{wall},i,j}$ [kN/mm] macierzy podatności ściany układu rektyfikowanego odpowiadające różnym wartościom strzałki formy deformacji ściany ($u_{\text{wall-d-max}}$)

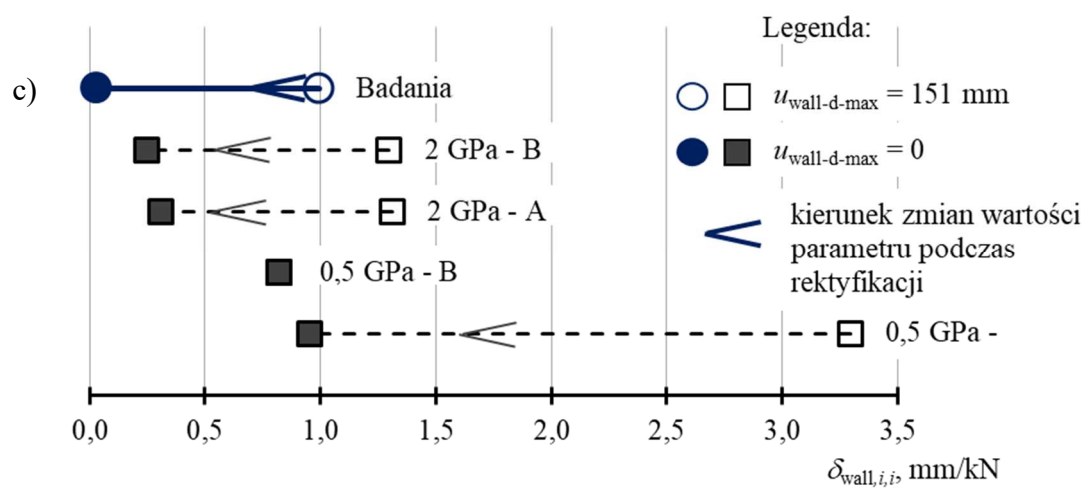
$u_{\text{wall-d-max}}$	140 mm	91 mm	34 mm	0
$\delta_{\text{wall},1,1}$	1,831	1,442	1,230	0,713
$\delta_{\text{wall},2,2}$	1,074	0,864	0,773	0,787
$\delta_{\text{wall},3,3}$	0,605	0,619	0,557	0,532
$\delta_{\text{wall},4,4}$	0,389	0,261	0,375	0,318
$\delta_{\text{wall},5,5}$	-0,274	1,130	0,217	-0,028
$\delta_{\text{wall},6,6}$	0,682	1,074	0,638	0,120
$\delta_{\text{wall},7,7}$	0,558	0,831	0,259	0,040
$\delta_{\text{wall},8,8}$	0,294	0,531	0,076	0,027
$\delta_{\text{wall},9,9}$	1,002	2,119	0,456	-1,263
$\delta_{\text{wall},10,10}$	3,671	1,601	1,044	-1,651
$\delta_{\text{wall},11,11}$	0,598	0,214	0,615	0,366
$\delta_{\text{wall},12,12}$	0,666	0,139	0,576	0,437
$\delta_{\text{wall},13,13}$	1,718	0,690	-0,591	0,632
$\delta_{\text{wall-mean},j,j}$	0,986	0,886	0,479	0,079

9.4 Porównanie wyników badań in situ z wynikami obliczeń

W rozdziale 8 zrelacjonowano obliczenia numeryczne rektyfikowanej ściany dla różnych parametrów. Tymi zmiennymi parametrami były: moduł sprężystości ściany ($E = 0,5$ GPa i 2 GPa), warunki podparcia podnośników (A – podparcie na podatnej konstrukcji oporowej, B – podparcie przegubowe – niepodatne) oraz dwa stany ściany odpowiadające $u_{\text{wall-d-max}} = 140$ mm oraz $u_{\text{wall-d-max}} = 0$. Dla każdego układu parametrów i stanu ściany przedstawiono graficznie charakterystyki: $f_{\text{wall-mean},i,i}$ (rys. 9-29a), $k_{\text{mean},i,i}$ (rys. 9-29b) oraz $\delta_{\text{wall-mean},i,i}$ (rys. 9-29c). Ponadto na wykresach z rysunku 9-29 naniesiono odpowiednie wartości charakterystyk ściany ustalone na podstawie badań in situ.

Porównując zmiany charakterystyk dla różnych modeli i stanów widać, że kierunek zmian wartości analizowanych parametrów w trakcie rektyfikacji (badania in situ) oraz uzyskany z obliczeń jest zgodny. Zakres zmian charakterystyk ustalony na podstawie badań jest nieznacznie większy niż wynika to z modeli obliczeniowych. Największą zgodność modelu z badaniami uzyskano dla modelu oznaczonego „2 GPa - A”. Oznacza to, że podparcie podnośników zrealizowane w modelu rzeczywistym jest zbliżone do podparcia przegubowego. Wartość modułu sprężystości rektyfikowanej ściany lepiej szacuje wartość $E = 2$ GPa niż $E = 0,5$ GPa.





Rys. 9-29. Porównanie wyników badań z wynikami obliczeń:

10 Podsumowanie

Ściany szczytowe zabytkowych murowanych baraków mieszkalnych znajdujących się na terenie Muzeum Auschwitz II – Birkenau znajdują się w stanie awaryjnym. Ściany doznały znacznych odkształceń, wskutek czego nastąpiła zmiana ich schematu statycznego. Ściany są tymczasowo podparte, co zabezpiecza je w sposób doraźny przed rzeczywistą utratą nośności.

Postawiono tezę, że istnieje możliwość przywrócenia pierwotnej formy ścian przez przeprowadzenie remontu polegającego na ich rektyfikacji. Teza ta została wykazana na podstawie obliczeń i badań przeprowadzonych w warunkach laboratoryjnych, a także badań w warunkach in situ. Opracowaną metodę wdrożono w czterech barakach znajdujących się na terenie Muzeum Auschwitz II – Birkenau. Jednocześnie dokonany przegląd literatury wskazuje, że metoda rektyfikacji nie była dotychczas stosowana w odniesieniu do pojedynczych murowanych ścian zabytkowych obiektów.

Rozprawa została zrealizowana w trybie doktoratu wdrożeniowego, a przedmiotem badań były rzeczywiste obiekty budowlane. W związku z tym wnioski zostały przedstawione w odniesieniu do stwierdzonego rzeczywistego stanu baraków, wdrożonego remontu ścian oraz badań nad rektyfikacją. Ponadto opracowano wytyczne dla rektyfikacji kolejnych ścian zabytkowych baraków.

10.1 Stan baraków

Murowane baraki mieszkalne znajdujące się na terenie Auschwitz II – Birkenau są obiektami parterowymi o rzucie około 36,5 m × 12,2 m. Konstrukcję dachów stanowią drewniane więźby pokryte dachówką betonową. Baraki były wznoszone podczas II Wojny Światowej od jesieni 1941 r. głównie z materiału pozyskanego z rozbiórki. Obiekty posadowiono w gruncie wysadzinowym na głębokości od 0,3 m do 0,80 m. Ściany baraków mają grubość 0,12 m i są lokalnie wzmocnione pilastrami. Na górnych krawędziach zewnętrznych ścian podłużnych opierają się krokwie za pośrednictwem murlat. Na górnych, ukośnych krawędziach zewnętrznych ścian poprzecznych opierają się łaty, a na pilastrach tych ścian skrajne słupy więźby dachowej. Słupy przejmują obciążenie z płatwi i mieczy.

Konsekwencją zrealizowanych rozwiązań konstrukcyjnych są liczne uszkodzenia baraków, do których należą w szczególności intensywne odkształcenia szczytowych ścian poprzecznych oraz wychylenia ścian podłużnych. Na charakter obserwowanych uszkodzeń ścian mają wpływ także prace prowadzone w barakach w czasie ich eksploatacji podczas wojny oraz w okresie powojennym.

Odkształcenia ścian poprzecznych są wynikiem ujawniania się efektów drugiego rzędu silnie obciążonych ścian. Mimośród obciążenia wynika z oddziaływania na ścianę poziomej składowej siły przekazywanej przez miecze oraz z mimośrodowego ustawienia słupów drewnianej więźby na pilastrach. Odkształcenia drugiego rzędu doprowadziły do oderwania się

zewnątrznych ścian poprzecznych od ściany podłużnej, co zmieniło schemat statyczny ścian. W konsekwencji tej zmiany nastąpiły poziome przemieszczenia ścian wynoszące do 156 mm, przy grubości ściany wynoszącej 120 mm. Do tak znacznych przemieszczeń przyczyniło się otwieranie spoin wspornych, płytkie posadowienie ścian na wysadzinowym podłożu oraz uszkodzenia cegieł i zaprawy, szczególnie w poziomie posadzek i terenu wokół baraku.

Wychylenie ścian podłużnych spowodowane jest obciążeniem tych ścian siłami rozporu przekazywanymi z wieżby dachowej. Intensyfikacja tych wychyleń nastąpiła wskutek oderwania ścian podłużnych od wewnętrznych ścian poprzecznych oraz obrotu płytko posadowionych ścian.

Aby rektyfikacja była skuteczna niezbędne jest usunięcie przyczyn wywołujących odkształcenie ścian oraz skutków, które wywołane zostały przez te odkształcenia. Ponadto niezbędnym jest odpowiednie przygotowanie ściany do rektyfikacji. Prace te były przedmiotem wdrożenia zrealizowanego w ramach projektu „doktorat wdrożeniowy” w czterech barakach o numerach B-138, B-139, B-123, B-124. Podstawą zaprojektowanych i zrealizowanych wdrożeń była krytyczna analiza doczasowego postępowania z barakami, badania literaturowe rozwiązań w obiektach zabytkowych oraz obliczeniowa analiza rektyfikacji.

Wykazano, że niekorzystnym jest wykonywanie izolacji ścian fundamentowych w postaci warstw bitumicznych ułożonych na obrzutce wykonanej z zaprawy cementowej. Ponadto dowiedziono, że nie należy wykonywać wokół baraków opasek betonowych.

10.2 Wdrożenie remontu towarzyszącego rektyfikacji ścian

W celu zapewnienia ścianom odpowiedniego oparcia w wysadzinowym gruncie zmieniono poziom posadowienia wszystkich ścian na stały 1,15 m poniżej poziomu posadzki. Pod wszystkimi ścianami wykonano nową warstwę fundamentu grubości od 0,35 m do 0,85 m z betonu ze stalowym zbrojeniem rozproszonym. Nowe fundamenty wykonywano po dwustronnym odkopaniu ścian, odcinkami długości około 1 m, według zaprojektowanej kolejności wynikającej ze stanu ścian i szczególnej organizacji prac wewnątrz zabytkowego obiektu.

Izolację ścian fundamentowych zrealizowano przez hydrofobizację fundamentów i ścian fundamentowych, a odprowadzenie wody spod obiektu zapewnia drenaż opaskowy.

W poziomie nowych fundamentów poprowadzono większość instalacji niezbędnych we współcześnie eksponowanym zabytkowym obiekcie. Pozwoliło to na uniknięcie prowadzenia tych instalacji wewnątrz zabytkowych wnętrz.

Wilgoć, która była utrzymywana w posadzkach i prowadziła do intensywnych uszkodzeń ścian w poziomie posadzek po przeprowadzonym remoncie nie będzie występowała. Zapewniono to przez przeprowadzenie remontu polegającego w szczególności na wymianie warstw podposadzkowych na kruszywo mineralne. Ponadto wykazano, że stosowanie betonowych opasek nie jest celowe.

Uszkodzone cegły, wpływające niekorzystnie na nośność muru zostały wymienione na cegły pochodzące z rozebranych budynków znajdujących się poza Muzeum, a wiekiem podobnym do baraków murowanych.

Dach w trakcie remontu był rozbierany, co poza niezbędnym odciążeniem ścian na czas rektyfikacji umożliwiło konserwację drewnianej konstrukcji dachu i pokrycia dachowego.

Po przeprowadzonej rektyfikacji wewnątrz baraku została wbudowana stalowa konstrukcja, która przejęła większość obciążeń przekazywanych z dachu. Zredukowano w ten sposób wartość obciążeń przekazywanych na ściany, co ograniczyło występowanie efektów drugiego rzędu i wychylenie ścian.

Po przeprowadzonej rektyfikacji ściany zostały przykottwione do ścian prostopadłych oraz do wtórnych elementów wbudowanych w barak. Ściany szczytowe zostały przykottwione do ścian podłużnych wewnętrznych i zewnętrznych oraz do pilastów wbudowanych wewnątrz baraków jako elementy zespolone żelbetowo-murowane. Zakotwienie zapewniono przez wbudowanie w spoiny wsporne prętów spiralnych.

10.3 Analiza rektyfikacji ścian

Rektyfikacja polega na stopniowym wymuszaniu niewielkich przemieszczeń ściany w kierunku do niej prostopadłym o zwrocie przeciwnym do deformacji ściany. Przemieszczenia wywoływane są podnośnikami śrubowymi wbudowanymi między rektyfikowaną ścianę, a konstrukcję oporową. Konstrukcja oporowa znajduje się na zewnątrz baraku oraz wewnątrz obiektu. Analiza rektyfikacji prowadzona została na podstawie obliczeń parametrycznych oraz badania w warunkach *in situ* rektyfikowanej ściany.

Porównanie wyników parametrycznych obliczeń rektyfikowanego układu z wynikami badań w warunkach *in situ* może być prowadzone przy zastosowaniu dyskretnego modelu rektyfikowanego układu. Modelem dyskretnym rektyfikowanego układu jest układ o liczbie stopni swobody równej liczbie podnośników wbudowanych między ścianę, a konstrukcję oporową. Układ ten został opisany macierzami: sztywności, kształtu przemieszczeń oraz podatności.

Parametryczne obliczenia rektyfikowanego układu mogą być prowadzone programami do obliczeń numerycznych MES pod warunkiem odpowiedniego odwzorowania podnośników, rektyfikowanej ściany i konstrukcji oporowej.

Laboratoryjne badania podnośników wykazały, że ich sztywność rośnie wraz ze zwiększeniem długości i obciążenia. Przykładowo przy minimalnym rozwarciu podnośnika ($l_{\text{jack}} \approx 0$) i niewielkim obciążeniu ($Q = 1$ kN) jego sztywność (k_{jack}) wynosi 0,85 kN/m. Przy maksymalnej długości podnośnika ($l_{\text{jack}} \approx 250$ mm) i obciążeniu równym 6 kN $k_{\text{jack}} = 4,009$ kN/m. Ponadto w podnośnikach występuje siła tarcia wewnętrznego, która zależy głównie od wartości obciążenia, a w niewielkim stopniu od jego długości. Wartość tej siły tarcia wewnętrznego wynosi około 5% obciążenia zewnętrznego Q . Podnośnik może być zatem skutecznie modelowany elementem sprężystym o sztywności k_{jack} i połączonym z nim szeregowo sztywnym elementem, w którym wywoływane jest wymuszenie kinematyczne.

Przemieszczenia ściany podczas rektyfikacji następują wskutek otwierania się spoin wspornych, które nie przenoszą normalnych naprężeń rozciągających. Rektyfikowana ściana cechuje się w związku z tym silnymi nieliniowościami, które wynikają z zależności moment zginający działający na spoinę wsporną (M) - kąt obrotu w spoinie wspornej (φ). W celu wyznaczania

relacji $M-\varphi$ przeprowadzono nieniszczące badania laboratoryjne fragmentu zabytkowej ściany wypożyczonej z Muzeum oraz wykonano obliczenia numeryczne modeli 3D tej ściany oraz modeli 2D spoin wspornych. Wykazano, że moduł E sprężystości materiału fragmentu zabytkowej ściany waha się w szerokich granicach od 0,5 GPa do 2 GPa. Wyznaczone zależności $M-\varphi$ dla skrajnych wartości E charakteryzują się tym, że początkowo, w stanie przed otwarciem spoiny, niezależnie od obciążenia, zależność ta jest reprezentowana przez w przybliżeniu pionową linię. W stanie po otwarciu spoin zależność $M-\varphi$ reprezentowana jest w przybliżeniu przez linię poziomą. Jednocześnie zależność $M-\varphi$ nie jest biliniowa i cechuje się łagodnym przejściem między dwoma stanami. Zależności wyznaczone dla większych wartości E cechują się mniejszym nachyleniem linii $M-\varphi$. Równocześnie mniejszymi nachyleniami linii cechują się zależności wyznaczone dla fragmentów ścian z pilastrami w porównaniu do linii wyznaczonych dla fragmentów ścian bez pilastrów. Nachylenie linii $M-\varphi$ maleje także wraz ze wzrostem naprężeń normalnych (σ) działających na ścianę. Występowanie tych naprężeń wynika z ciężaru własnego ściany.

Wyznaczone zależności $M-\varphi$ można przypisać do powierzchniowego modelu MES rektyfikowanej ściany jako nieliniowe zwolnienia liniowe odwzorowujące obrót warstw cegieł w spoinach wspornych, niezależnie dla fragmentów ściany z pilastrami i bez pilastrów. Podparcie punktowe takiego modelu stanowią modele podnośników, które z kolei oparte są na prętowym modelu konstrukcji oporowej utwierdzonej w gruncie. Tak zdefiniowany model MES daje możliwość prowadzenia parametrycznych analiz rektyfikowanej konstrukcji dla różnych wartości parametrów takich jak: sztywność materiału ściany E , zależności $M-\varphi$, sztywność podnośników k_{jack} , sposób oparcia podnośników.

Wyznaczanie macierzy modelu dyskretnego rektyfikowanej ściany na podstawie obliczeń modelu MES polega na określaniu wartości sił w podnośnikach i przemieszczeń elementów układu na końcach podnośników. Poszczególne kolumny macierzy charakteryzujących dyskretny model uzyskuje się dla kinematycznego obciążenia zadawanego w kolejnych podnośnikach. W analogiczny sposób uzyskuje się macierze dla rzeczywistego układu rektyfikowanego.

Porównanie wartości elementów macierzy modelu dyskretnego rektyfikowanej ściany uzyskanej na podstawie obliczeń modelu MES z wartościami uzyskanymi dla układu rzeczywistego wskazuje, że największą zgodność wyników obliczeń z badaniami uzyskano dla modelu, w którym moduł sprężystości modelu ściany $E = 2$ GPa, sztywność podnośników $k_{\text{jack}} = 2$ MN/m, a podnośniki zostały podparte przegubowo.

Przeprowadzone obliczenia modeli oraz badania rzeczywistej ściany potwierdzają, że podczas rektyfikacji, wraz ze zmniejszaniem deformacji ściany rośnie sztywność układu, co obserwuje się w szczególności jako wzrost wartości elementów znajdujących się na przekątnej macierzy sztywności modelu dyskretnego. Ponadto następuje spadek wartości elementów znajdujących się na przekątnych macierzy kształtu ściany oraz spadek wartości na przekątnej macierzy podatności ściany modelu dyskretnego.

10.4 Wytyczne dotyczące rektyfikacji ścian

Efektom rektyfikacji ma być doprowadzenie zdeformowanej powierzchni ściany, obserwowanej na zewnątrz baraku, do płaszczyzny pionowej. W związku z tym przed rektyfikacją należy określić położenie punktów na zewnętrznej powierzchni ściany w miejscu

oparcia podnośników w lokalnym układzie współrzędnych (x, y, z) oraz odległość tych punktów od położenia docelowego. Punkt na ścianie, który znajduje się najdalej od docelowego położenia nazywa się strzałką deformacji.

Zbiór wartości ilorazów, o które należy przemieścić poszczególne punkty na ścianie przez strzałkę deformacji nazywa się formą odkształconej ściany.

Przed rektyfikacją należy zapewnić ścianie możliwość realizacji zaprojektowanych poziomych przemieszczeń. W szczególności należy zdemonstrować na czas rektyfikacji cegły elementów stykających się z rektyfikowaną ścianą i uniemożliwiające doprowadzanie ściany do płaszczyzny pionowej.

Podnośniki muszą być wbudowane między rektyfikowaną ścianę, a konstrukcję oporową w osiach elementów, w których przekazywała ona poziome reakcje w pierwotnym stanie to jest w szczególności w osi wewnętrznej ściany podłużnej, osiach pilastrów oraz krawędzi dachu. Dodatkowe podparcie ściany podnośnikami w innych punktach jest dopuszczalne, przy czym nie można opierać ściany przy krawędziach okien, szczególnie w nadprożach. Ponadto rozmieszczenie podnośników należy rozplanować tak aby znajdowały się w poziomych liniach odpowiadających położeniu spoin wspornych. Podnośniki muszą być wbudowane na zewnątrz baraku jak i wewnątrz. O położeniu podnośnika wewnątrz lub na zewnątrz decyduje zwrot deformacji w miejscu wbudowania podnośnika, który należy usunąć.

Konstrukcja oporowa musi znajdować się na zewnątrz baraku oraz wewnątrz braku. Zaleca się, aby sztywność konstrukcji w miejscu oparcia podnośników była o jeden rząd większa od sztywności ściany w podpieranym punkcie. W celu zapewnienia odpowiedniej sztywności konstrukcji oporowej zaleca się połączenie fragmentów tej konstrukcji znajdujących się wewnątrz baraku i na zewnątrz elementami przeprowadzonymi przez okna oraz ponad krawędzią ściany.

Przed rektyfikacją ściana musi być odciążona, w szczególności przez demontaż konstrukcji dachu. Należy założyć, że zdeformowana ściana nie jest konstrukcją samonośną, w związku z czym na każdym etapie prac musi być podparta przez konstrukcję oporową. Zaleca się podparcie nadproży okien w kierunku pionowym przez wbudowanie wewnątrz okien drewnianej ramy, niezwiązanej jednak z konstrukcją oporową lub podłożem.

Należy unikać montowania na rektyfikowanej ścianie sztywnych liniowych elementów na czas rektyfikacji. Dopuszcza się montowanie wiotkich liniowych elementów poziomych ułatwiających stabilizację podnośników na ścianie.

Podczas rektyfikacji należy tak zadawać wymuszenia w podnośnikach, aby zachowywać stałą postać deformacji ściany. Zaleca się zadawanie niewielkich równoczesnych wymuszeń podnośnikom zabudowanym w jednej poziomej linii lub w większej liczbie poziomych linii jednocześnie, tak aby następowało otwieranie tylko spoin wspornych. Taki sposób wymuszania przemieszczeń pozwala uniknąć wywoływania w ścianie dodatkowych naprężeń powodujących niszczenie cegieł.

Po przeprowadzonej rektyfikacji należy zaprojektować przykowienie zrektfikowanej ściany do ścian do niej prostopadłych oraz w razie konieczności do elementów wtórnych wbudowanych w barak. Kotwiąc ściany za pomocą prętów zaleca się prowadzenie tych prętów z dwóch stron ścian. Przeprowadzone badania wykazały, że pręty wbudowane z jednej strony

ściany obciążonej mimośrodowo obniżają jej sztywność przez wprowadzanie do ściany imperfekcji geometrycznych.

W trakcie rektyfikacji sztywność ściany powinna rosnać. Wynika to z domykania się rozejść spoin wywołanych imperfekcją na początku rektyfikacji, a w końcowej fazie rektyfikacji oparciem ściany szczytowej o ścianę podłużną. Jeżeli sztywność ściany malałaby podczas rektyfikacji proces należy przerwać, ponieważ grozi to utratą stateczności przez ścianę. Z tego powodu zaleca się, aby ze względów bezpieczeństwa oraz ze względu na unikatowy charakter zabytków, w trakcie rektyfikacji mierzyć siły przekazywane na ścianę oraz jej przemieszczenia. Tak realizowane pomiary umożliwią na bieżąco śledzenie stanu rektyfikowanej ściany i bezpieczne prowadzenie procesu.

10.5 Wniosek końcowy

Opracowano i wdrożono sposób rektyfikacji ścian polegający na stopniowym wywoływaniu przemieszczeń ściany w kierunku poziomym aż do osiągnięcia przez nią pierwotnego położenia. Reakcja ze ściany podczas rektyfikacji przekazywana jest na konstrukcję oporową. Konstrukcja ta stanowi jednocześnie podparcie ściany podczas remontu. Nowatorskie rozwiązanie polega na tym, że w trakcie rektyfikacji zmiana ulega schemat całego układu. W układzie tym, w ścianie, uaktywnią się pęknięcia w poziomie spoin wspornych pokrywających się z linią wbudowania podnośników. W konsekwencji ściana pracuje jak mechanizm, który jest jednak podparty konstrukcją oporową, co zapewnia stateczność układu. Tak więc odkształcenia ściany, po wywołaniu w niej przegubów, są redukowane bez istotnego wzrostu sił w podnośnikach. Po przeprowadzonej rektyfikacji spoiny ściany są wymieniane i uzupełniane, a sama ściana zostaje przykotwiona za pomocą zbrojenia zabudowanego w spoinach wspornych do ścian podłużnych.

Literatura

- [1] „Miejsce Pamięci i Muzeum Auschwitz-Birkenau. Były niemiecki nazistowski obóz koncentracyjny i zagłady.” [Online]. Dostępne na: www.auschwitz.org
- [2] I. Bartosik, Ł. Martyniak, i P. Setkiewicz, *Początki obozu Birkenau w świetle materiałów źródłowych*. Oświęcim: Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, 2018.
- [3] M. Rawecki, *Strefa Auschwitz-Birkenau*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2003.
- [4] P. Cywiński, J. Lachendro, i P. Setkiewicz, *Auschwitz od A do Z*. Oświęcim: Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, 2013.
- [5] „Archiwum Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu”. ul. Więźniów Oświęcimia 20, 32-600 Oświęcim.
- [6] A. Kaliszek-Wietecha i E. Wyszynska, „Zabezpieczanie budynków zabytkowych przed działaniem wody gruntowej na przykładzie Starej Pomarańczarni w Warszawie”, *Materiały Budowlane*, nr 5, s. 6–8, 2013.
- [7] J. Przewłocki, K. Grębowski, i M. Zielińska, „Analiza nośności zabytkowych fundamentów w kontekście jakości użytych zapraw”, *Wiadomości Konserwatorskie*, nr 66, s. 92–105, 2021, doi: 10.48234/WK66MORTAR.
- [8] Z. Matkowski i A. Hoła, „Stan wilgotnościowy ceglanych ścian podziemi XV-wiecznego reprezentacyjnego budynku oceniony nieniszcząco”, *CONSTRUCTION MATERIALS*, t. 1, nr 3, s. 20–22, mar. 2015, doi: 10.15199/33.2015.03.05.
- [9] W. Brachaczek i A. Chleboś, „Problemy związane z usunięciem wilgoci z budynków zabytkowych poddawanych renowacji”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 184–187, 2022, doi: 10.15199/33.2022.11.53.
- [10] Z. Matkowski, „Problemy związane z metodyką pomiarów wilgotności ścian murowanych w obiektach zabytkowych”, *Materiały Budowlane*, nr 3, s. 14–16, 2014.
- [11] M. Wesołowska, „Ochrona przed wilgocią zabytkowych obiektów militarnych przeznaczonych do adaptacji”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 181–182, 2015, doi: 10.15199/33.2015.11.60.
- [12] S. Karczmarczyk, „Podziemia kolegiaty w Wiślicy: eksperyment architektoniczno-inżynierski dla statycznego i przeciwwilgociowego zabezpieczenia unikalnych reliktyw zabytkowych budowli sakralnych”, *Wiadomości Konserwatorskie*, nr 73, s. 57–69, 2022, doi: 10.48234/WK73DAMP.
- [13] W. Terlikowski, „Materiały i rozwiązania konstrukcyjne zabezpieczające budynki zabytkowe przed zawilgoceniem”, *Materiały Budowlane*, nr 3, s. 14–16, 2015, doi: 10.15199/33.2014.12.17.
- [14] E. Kokocińska-Pakiet i D. Bajno, „Analysis of strengthening of the foundations of historic building”, *Architectura*, nr 17_2, s. 97–106, 2018, doi: DOI: 10.22630/ASPA.2018.17.2.18.
- [15] J. Przewłocki i M. Zielińska, „Analysis of the Behavior of Foundations of Historical Buildings”, *WMCAUS Procedia Engineering*, nr 161, s. 362–367, 2016, doi: 10.1016/j.proeng.2016.08.575.
- [16] A. Makowski i B. Polańska, „Application of Jet Grouting technology for the renovation of historic buildings”, *Modelling and Methods of Structural Analysis*, 2020, doi: 10.1088/1742-6596/1425/1/012201.
- [17] P. Nazarczuk, „Jak szybko i poprawnie wykonać pionowe izolacje przeciwwilgociowe ze szlamów mineralnych i mas bitumicznych”, *Materiały Budowlane*, nr 3, s. 24–26, 2014.
- [18] E. Małachowicz, *Konserwacja i rewaloryzacja architektury w zespołach i krajobrazie*. Wrocław: Oficyna wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 1994.

-
- [19] Ł. Drobiec, „Diagnostyka posadzek przemysłowych”, *Materiały Budowlane*, nr 10, s. 6–8, 2021, doi: 10.15199/33.2021.10.02.
- [20] G. Bajorek, M. Barć, S. Słonina, i S. Warchoń, „Problem delaminacji w posadzkach betonowych”, *Materiały Budowlane*, nr 10, s. 11–12, 2021.
- [21] M. Zielińska, M. Rucka, i E. Wojtczak, „Diagnostyka nieniszcząca posadzki w gdańskim Żurawiu z zastosowaniem metody georadarowej”, *Wiomości Konserwatorskie*, nr 76, s. 129–140, 2023, doi: 10.48234/WK76CRANE.
- [22] M. Niedostatkiwicz, S. Świątek-Żółtyńska, i W. Ryżyński, „Rewitalizacja posadzek betonowych typu lastrico w obiektach zabytkowych. Część 1”, *Builder Science*, nr 9, s. 32–34, 2021, doi: 10.5604/01.3001.0015.2300.
- [23] M. Niedostatkiwicz, S. Świątek-Żółtyńska, i W. Ryżyński, „Rewitalizacja posadzek betonowych typu lastrico w obiektach zabytkowych. Część 2”, *Builder Science*, nr 10, s. 44–47, 2021, doi: 10.5604/01.3001.0015.2691.
- [24] Z. Drabczyk i R. Orłowicz, „Nośność belek drewnianych po wieloletniej eksploatacji”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 97–98, 2015, doi: 10.15199/33.2015.11.28.
- [25] J. Jaskowska-Lemańska, „Badania konstrukcyjnych elementów drewnianych z wykorzystaniem urządzenia Woodtester”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 141–144, 2022, doi: 10.15199/33.2022.11.40.
- [26] F. Krzysik i M. Waltherowa, „Grzyby atakujące drewno budowli zabytkowych oraz środki zaradcze na przykładzie kościoła w Dębnie”, *Ochrona Zabytków*, nr 14/3–4, s. 29–41, 1961.
- [27] P. Witomski, „Zagrożenia drewna w zabytkach powodowane przez grzyby”, 2005.
- [28] P. Bobiński, „Elektroakustyczne metody detekcji żerujących w drewnie larw owadów”, *Pomiary Automatyka Kontrola*, nr 9, s. 361–363, 2007.
- [29] A. Krajewski, „Zwalczanie owadów - szkodników technicznych drewna za pomocą mikrofal”, *Ochrona Zabytków*, nr 43/1, s. 27–34, 1990.
- [30] A. Krajewski, „Z badań nad zwalczaniem promieniami gamma owadów niszczących zabytki i muzealia : część 2 : odporność różnych gatunków”, *Ochrona Zabytków*, nr 50/1, s. 47–55, 1997.
- [31] D. Mączyński, „Konstrukcyjne drewno zabytkowe - rozszerzone metody badań na przykładzie dawnych więźb dachowych”, *Ochrona Dziedzictwa Kulturowego*, nr 9, s. 73–81, 2020.
- [32] F. Krzysik, „Drewno jako materiał w zabytkach”, *Ochrona Zabytków*, nr 21/1, s. 11–16, 1968.
- [33] J. Ważny i W. Kurpik, „Konserwacja drewna zabytkowego w Polsce”, *Nauka*, nr 1, s. 101–121, 2005.
- [34] M. Czajnik, „Środki i metody konserwacji zabytkowego drewna budowlanego”, *Ochrona Zabytków*, nr 21/1, s. 21–29, 1968.
- [35] B. Francke, „Zmiana właściwości dachówek ceramicznych i cementowych podczas eksploatacji pokryć dachowych”, *Materiały Budowlane*, nr 6, s. 20–21, 2015, doi: 10.15199/33.2015.06.04.
- [36] K. Ałykow, M. Napiórkowska-Ałykow, T. Nieruchalski, Ł. Bednarz, M. Piechowska-Mielnik, i T. Nowak, „Dachówki ceramiczne wykonane w XIX wiecznej technologii – spełnienie wymagań konserwatorskich oraz przepisów technicznych”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 180–183, 2022, doi: 10.15199/33.2022.11.52.
- [37] FCB ceramika, „Odtworzenie historycznej dachówki w kościele pw. św. Stanisława w Starym Zamku”, *Renowacje i Zabytki*, nr 3, s. 172–173, 2022.
- [38] FCB ceramika, „Zastosowanie ręcznie formowanej dachówki karpiówki przy renowacji świątyń wiejskich na terenie Brandenburgii na przykładzie kościoła w Rossow”, *Renowacje i Zabytki*, nr 2, s. 195–197, 2021.

-
- [39] S. Mielnicki, *Ustroje budowlane*, Spółdzielnia Wydawnicza „Meta”, Katowice 1947, Wydanie III poprawione.
- [40] W. Terlikowski, „Identyfikacja materiałów i technologii wykonania historycznych konstrukcji murowych w procesie ich konserwacji i rehabilitacji”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 166–169, 2015, doi: 10.15199/33.2015.11.54.
- [41] Ł. Drobiec i R. Jasiński, „Rozwój konstrukcji murowych w Polsce”, *Materiały Budowlane*, nr 4, s. 12–14, 2022, doi: 10.15199/33.2022.04.03.
- [42] T. Janiak, A. Niespodziana, A. Grabowski, M. Delyavskyy, i M. Olejniczak, „Ocena wytrzymałości na ściskanie murów istniejących budynków na podstawie badań próbek nienormowych”, *Materiały Budowlane*, nr 12, s. 68–70, 2015, doi: 10.15199/33.2015.12.21.
- [43] P. Matysek, „Wytrzymałość na ściskanie murów w istniejących budynkach – ocena na podstawie badań próbek rdzeniowych”, *Materiały Budowlane*, nr 10, s. 124–126, 2015, doi: 10.15199/33.2015.10.38.
- [44] P. Matysek i M. Witkowski, „Wytrzymałość na ściskanie XIX-wiecznych murów ceglanych”, *Materiały Budowlane*, nr 5, s. 103–104, 2014.
- [45] Ł. Drobiec, „Badania murów zamku w Będzinie z użyciem tomografii ultradźwiękowej”, *Materiały Budowlane*, nr 6, s. 60–62, 2022, doi: 10.15199/33.2022.06.09.
- [46] Z. Matkowski, „Badania wilgotności i zasolenia murów oraz sklepień ceramicznych w historycznym obiekcie podziemnym”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 168–170, 2022, doi: 10.15199/33.2022.11.48.
- [47] T. Stryzewska i S. Kańka, „Woda jako główny czynnik procesów degradacji cegły ceramicznej”, *Materiały Budowlane*, nr 9, s. 80–83, 2022, doi: 10.15199/33.2022.09.10.
- [48] A. Tarniowy, M. Bryk, R. Szczygłowska, i M. Banach, „Zabezpieczanie elewacji przed korozją mikrobiologiczną”, *Materiały Budowlane*, nr 9, s. 12–14, 2015, doi: 10.15199/33.2015.09.03.
- [49] D. Barnat-Hunek i A. Iwanek, „Badania nad hydrofobizacją zniszczonych murów ceglanych na przykładzie Pawilonu I Szpitala Tworowskiego w Pruszkowie”, *Wiadomości Konserwatorskie*, nr 28, s. 146–154, 2010.
- [50] R. Belak, „Hydrofobizacja cegieł licowych – lek na wszelkie zło czy droga do kłopotów?”, *Renowacje i Zabytki*, nr 4, s. 170–174, 2022.
- [51] N. Stawiska i B. Stawiski, „Rewaloryzacja murów w obiektach zabytkowych”, *Wiadomości Konserwatorskie*, nr 18, s. 18–22, 2005.
- [52] M. A. Jurczak, „Zastosowanie skaningu laserowego do inwentaryzacji obiektów zabytkowych”, *Materiały Budowlane*, nr 5, s. 32–34, 2022, doi: 10.15199/33.2022.05.06.
- [53] H. Markowski, „Zastosowanie skanowania laserowego 3D w inwentaryzacji budynków zabytkowych”, *Builder Science*, nr 6, s. 50–53, 2020, doi: 10.5604/01.3001.0014.1378.
- [54] J. Pawłowicz, „Pomiary uszkodzeń budynku na podstawie trójwymiarowych danych ze skaningu laserowego”, *Builder Science*, nr 6, s. 28–29, 2022, doi: 10.5604/01.3001.0014.1447.
- [55] J. Pawłowicz, „Identyfikacja i modelowanie zniekształceń budynku zabytkowego na podstawie chmury punktów”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 60–62, 2022, doi: 10.15199/33.2022.11.16.
- [56] E. Dudzińska i K. Argasiński, „Skanowanie laserowe jako źródło informacji w analizie elewacji zagrożonego obiektu zabytkowego – dworu w Kliczewie Małym”, *Materiały Budowlane*, nr 8, s. 73–75, 2022, doi: 10.15199/33.2022.08.12.
- [57] P. Pikulski i A. Marek, „Skaning laserowy jako najdokładniejsza metoda inwentaryzacji obiektów zabytkowych – analiza na przykładzie pałacu Samuela Maciejowskiego w

-
- Krakowie”, *Przestrzeń/Urbanistyka/Architektura*, nr 1, s. 21–30, 2023, doi: 10.37705/PUA/1/2023/02.
- [58] J. Jasieńko i Ł. Bednarz, „Monitoring geometryczny obiektów zabytkowych”, *Materiały Budowlane*, nr 10, s. 23–26, 2015, doi: 10.15199/33.2015.10.06.
- [59] C. Miedziałowski i A. Walendziuk, „Modelowanie stref zdegradowanych w analizach wytrzymałościowych obiektów zabytkowych”, *Wiadomości Konserwatorskie*, nr 57, s. 127–133, 2019, doi: 10.17425/WK57MODELLING.
- [60] J. Krentowski i P. Knyziak, „Metodyka badań i rewitalizacji obiektów zabytkowych”, *Przegląd Budowlany*, nr 7–8, s. 80–86, 2019.
- [61] L. Runkiewicz i J. Sieczkowski, „Wpływ występujących zagrożeń i awarii budowlanych na potrzeby rewitalizacji i rekonstrukcji obiektów budowlanych”, *Przegląd Budowlany*, nr 9, s. 30–35, 2019.
- [62] B. Nowogońska i W. Podskalna, „Metoda zarządzania renowacją budynków zabytkowych oparta na konsekwencjach wcześniejszych zaniechań renowacji”, *Materiały Budowlane*, nr 9, s. 37–40, 2023, doi: 10.15199/33.2023.09.09.
- [63] W. Terlikowski, „Rola badań w procesie rewitalizacji budynków zabytkowych”, *Materiały Budowlane*, nr 8, s. 58–60, 2013.
- [64] P. Berkowski i M. Kosior-Kazberuk, „Elementy analizy historycznej w diagnostyce stanu technicznego zabytkowej hali targowej z początku XX wieku”, *Materiały Budowlane*, nr 11, s. 115–117, 2015, doi: 10.15199/33.2015.11.36.
- [65] F. Terracina, „Foundations of the Tower of Pisa”, *Géotechnique*, t. 12, nr 4, s. 336–339, grudz. 1962, doi: 10.1680/geot.1962.12.4.336.
- [66] A. Pesci, G. Casula, i E. Boschi, „Laser scanning the Garisenda and Asinelli towers in Bologna (Italy): Detailed deformation patterns of two ancient leaning buildings”, *Journal of Cultural Heritage*, t. 12, nr 2, s. 117–127, kwi. 2011, doi: 10.1016/j.culher.2011.01.002.
- [67] J. Jänichen, C. Dubois, M. Wolsza, N. Salepci, i C. Schmulius, „Investigation of the ground motion near the Leaning Tower of Bad Frankenhausen using sentinel - 1 persistent scatterer interferometry”, *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.*, t. XLIII-B3-2020, s. 305–312, sie. 2020, doi: 10.5194/isprs-archives-XLIII-B3-2020-305-2020.
- [68] C. J. Chivers, P. Cohen, J. Gorman, D. Itzkoff, i M. Fox, „Setting the Record Straight”, *New York Times Upfront*, New York, 3 grudzień 2012.
- [69] K. Szechy, *Błędy posadowienia*. Arkady, 1976.
- [70] B. Rossiński, *Błędy w rozwiązaniach geotechnicznych*. Wydawnictwo Geologiczne, 1978.
- [71] J. Szerafin, A. Halicka, i J. Fronczyk, „Analiza wychylenia wieżowca z lat 60-tych XX w”, *XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna. Awarie Budowlane*, s. 703–710, 2015.
- [72] K. Tokimatsu, K. Hino, H. Suzuki, K. Ohno, S. Tamura, i Y. Suzuki, „Liquefaction-induced settlement and tilting of buildings with shallow foundations based on field and laboratory observation”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, t. 124, s. 268–279, wrz. 2019, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.04.054.
- [73] Z. Li, Z. Luo, Q. Wang, J. Du, W. Lu, i D. Ning, „A three-dimensional fluid-solid model, coupling high-rise building load and groundwater abstraction, for prediction of regional land subsidence”, *Hydrogeol J*, t. 27, nr 4, s. 1515–1526, cze. 2019, doi: 10.1007/s10040-018-01920-x.
- [74] G. Teza, S. Trevisani, i A. Pesci, „The role of geoenvironmental sciences in Cultural Heritage preservation: the case of 1000 year old leaning bell tower of Caorle (Venice)”, *Journal of Cultural Heritage*, t. 39, s. 270–277, wrz. 2019, doi: 10.1016/j.culher.2019.03.013.
- [75] J. Elam i C. Björdal, „A review and case studies of factors affecting the stability of wooden foundation piles in urban environments exposed to construction work”,

-
- International Biodeterioration & Biodegradation*, t. 148, s. 104913, mar. 2020, doi: 10.1016/j.ibiod.2020.104913.
- [76] M.-R. Baghban Golpasand, N. A. Do, i D. Dias, „Impact of pre-existent Qanats on ground settlements due to mechanized tunneling”, *Transportation Geotechnics*, t. 21, s. 100262, grudz. 2019, doi: 10.1016/j.trgeo.2019.100262.
- [77] J. Banaszak i A. Halicka, „Kompleksowa ocena techniczna budynku zabytkowego na przykładzie plebanii w Wojsławicach”, *Budownictwo i Architektura*, nr 9, s. 51–68, 2011.
- [78] A. Halicka i A. Ostańska, „The role of structural analyses and queries in recognizing damage causes and selecting remedies in historic buildings: case of the Dominican monastery in Lublin”, *Archives of Civil Engineering*, t. LXVIII, nr 1, s. 413–430, 2022, doi: 10.24425/ace.2022.140176.
- [79] A. Halicka i J. Zyga, „The Consequences of Non-Uniform Founding of Concrete Tank in Weak Wet Subsoil”, *Studia Geotechnica et Mechanica*, t. 41, nr 4, s. 263–271, grudz. 2019, doi: 10.2478/sgem-2019-0023.
- [80] M. Wróblewska i K. Gromysz, „Analiza stanu i wychyleń budynków poddanych wpływom intensywnej eksploatacji górniczej”, *Przegląd Górniczy*, t. 74, nr 5, Art. nr 5, 2018.
- [81] Işık Yilmaz i M. Marschalko, „A leaning historical monument formed by underground mining effect: An example from Czech Republic”, *Engineering Geology*, t. 133–134, s. 43–48, kwi. 2012, doi: 10.1016/j.enggeo.2012.02.011.
- [82] J. Orwat, „Wpływ występowania nieciągłej deformacji typu liniowego na wychylenie budynku”, w *Współczesne zagadnienia z inżynierii lądowej*, w Monografia. , Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2020, s. 259–269.
- [83] J. Ostrowski, *Deformacje powierzchni terenu górniczego*. Kraków: Akademia Górniczo-Hutnicza, 2015.
- [84] K. Gromysz, „Analiza przyczyn nierównomiernego wychylenia budynku znajdującego się na terenie górniczym”, *Przegląd Górniczy*, nr 8, s. 99–110, 2012.
- [85] K. Gromysz, „O metodach eliminowania wychyleń obiektów budowlanych”, *Inżynieria i Budownictwo*, t. 62, nr 6, Art. nr 6, 2006.
- [86] J. Kwiatek, „Grawitacyjno-wiertniczy sposób prostowania wysokich obiektów budowlanych na terenach górniczych”, *Ochrona Terenów Górniczych*, nr 67, s. 31–34, 1984.
- [87] J. Kwiatek, „A method of straightening buildings and structures tilted from the vertical (in polish)”, w *Proceedings of the 3rd IIM Scientific Conference*, Częstochowa: Publishing house of the Częstochowa University of Technology, 1983, s. 76–82.
- [88] J. Pallado, „Sposób rektyfikacji obiektów budowlanych. Zgłoszenie patentowe P.320986”. 7 lipiec 1997.
- [89] K. Gromysz, „Methods of Removing Buildings Deflection Used in Poland”, *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, t. 245, s. 032096, paź. 2017, doi: 10.1088/1757-899X/245/3/032096.
- [90] Y. Tawfic i M. Eid, „Application of Micro-Tunneling Technique to Rectify Tilted Structures Constructed on Cohesive Soil”, *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, t. 9, nr 11, 2015.
- [91] F. Barends, „A Dutch leaning tower saved in 1866 by the same method used for the Pisa tower”, *Géotechnique*, t. 52, nr 2, s. 141–142, mar. 2002, doi: 10.1680/geot.2002.52.2.141.
- [92] J. B. Burland, M. Jamiolkowski, i C. Viggiani, „The Stabilisation of the Leaning Tower of Pisa”, *Soils and Foundations*, t. 43, nr 5, s. 63–80, paź. 2003, doi: 10.3208/sandf.43.5_63.
- [93] M. Zhou, X. Su, J. Lei, i S. Fang, „Foundation reinforcement and deviation rectifying of the leaning pagoda of Dinglin Temple”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, s. 1–32, paź. 2019, doi: 10.1680/jgeen.19.00028.

-
- [94] X. Peng, N. Yang, i M. Zhou, „Field Tests’ Study of Deviation Correction of Building near Excavation”, *Advances in Civil Engineering*, t. 2021, s. 1–10, wrz. 2021, doi: 10.1155/2021/6287388.
- [95] Z. Xiao-nan, S. San-yuan, W. Xiao-lei, i Z. Hong-yu, „Application of Comprehensive Landing Method During the Rectification for the Brick-concrete Buildings in Soft Soil Area”, *The Open Civil Engineering Journal*, t. 9, s. 550–556, 2015.
- [96] Q. M. Li, „Research on Incline-Rectifying of Building with Pile Foundation”, *Jordan Journal of Civil Engineering*, t. 9, nr 1, s. 133–138, 2015.
- [97] H. P. Yin, C. L. Li, i Z. Y. Xie, „Analysis on Deviation Rectification and Reinforcement of Buildings”, *AMR*, t. 255–260, s. 59–64, maj 2011, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.255-260.59.
- [98] X. Weifeng, L. Shuai, i R. Yaping, „Research on the Design and Construction Technology of Rectification and Reinforcement of a High-Rise Building”, *HJCE*, t. 08, nr 01, s. 131–136, 2019, doi: 10.12677/HJCE.2019.81017.
- [99] W. S. Szokarew, N. S. Klepikowa, i B. Pogorzelski, „O eliminowaniu nadmiernych przechyleń obiektów budowlanych”, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3, Art. nr 3, 2006.
- [100] X. Yang, „Application of Comprehensive Rectification Method in Rectification of Buildings”, *E3S Web Conf.*, t. 165, s. 04004, 2020, doi: 10.1051/e3sconf/202016504004.
- [101] E. Ovando-Shelley i E. Santoyo, „Underexcavation for Leveling Buildings in Mexico City: Case of the Metropolitan Cathedral and the Sagrario Church”, *J. Archit. Eng.*, t. 7, nr 3, s. 61–70, wrz. 2001, doi: 10.1061/(ASCE)1076-0431(2001)7:3(61).
- [102] A. Ajdukiewicz, „Szkieletowy budynek żelbetowy zagrożony lokalną deformacją podłoża”, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2/1979, s. 43–45, 1979.
- [103] K. Gromysz, *Rektyfikacja wychylonych budynków na terenach pogórnichyach*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2023.
- [104] K. Gromysz, „Analiza ugięć żelbetowej płyty fundamentowej rektyfikowanego zbiornika na wodę”, w *Materiały konferencyjne. 67. Krynicka Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Łądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB*, Kraków, 2022, s. 63–64.
- [105] K. Gromysz, „Rectification an 11-Storey Vertically Deflected Residential Building”, *Procedia Engineering*, t. 57, s. 382–391, 2013, doi: 10.1016/j.proeng.2013.04.050.
- [106] K. Gromysz, Ł. Szoblik, Z. Drabczyk, E. Cyrulik, i A. Tanistra-Różanowska, *Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej wieżby dachowej zabytkowego baraku BI38 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau*. w *Awarie budowlane 2024: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje*. Szczecin: Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie. Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska: Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie, 2024.
- [107] K. Gromysz, Ł. Szoblik, Z. Drabczyk, i A. Tanistra-Różanowska, „Analysis of causes of damage to masonry walls in the historic barrack No. B-115 in the former KL Auschwitz II – Birkenau camp”, *MATEC Web Conf.*, t. 396, s. 05003, 2024, doi: 10.1051/matecconf/202439605003.
- [108] K. Gromysz, Ł. Szoblik, Z. Drabczyk, E. Czechowska, i A. Tanistra-Różanowska, „Analiza uszkodzeń ścian mieszkalnego baraku murowanego o nr inw. B-136 na terenie byłego KL Auschwitz II Birkenau”, *Księga Jubileuszowa z okazji 90-lecia prof. dr hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego*, s. 185–195, 2023.
- [109] K. Gromysz, Ł. Szoblik, E. Cyrulik, A. Tanistra-Różanowska, Z. Drabczyk, i S. Jancia, „Analysis of stabilisation method of gable walls of a barrack located at the section BI of the former KL Auschwitz II-Birkenau”, *MATEC Web Conf.*, t. 284, s. 08004, 2019, doi: 10.1051/matecconf/201928408004.

-
- [110] K. Gromysz i Ł. Szoblik, „Analiza możliwości rektyfikacji ściany historycznego baraku murowanego B-138 znajdującego się na terenie byłego obozu KL Auschwitz-Birkenau”, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 9–10, s. 516–521, 2023, doi: 10.5604/01.3001.0053.8878.

Materiały własne:

- [M1] M. Rembiś, A. Łagosz, i P. Murzyn, „Badania nad identyfikacją materiałów budowlanych, określające właściwości fizyko-chemiczne i wytrzymałościowe oraz badania nad sposobem konserwacji, zabezpieczenia i wzmocnienia elementów z materiałów mineralnych występujących w obiektach na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu. Zadanie I: Badania petrograficzne z próbą odtworzenia oryginalnej technologii materiałów mineralnych użytych w obiektach na terenie PMAB w Oświęcimiu”, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisław Staszica w Krakowie Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki Katedra Technologii Materiałów Budowlanych, Kraków, 2015.
- [M2] A. Łagosz, M. Rembiś, M. Ziąbka, R. Semyrka, i P. Karaszkiewicz, „Badania nad identyfikacją materiałów budowlanych, określające właściwości fizyko-chemiczne i wytrzymałościowe oraz badania nad sposobem konserwacji, zabezpieczenia i wzmocnienia elementów z materiałów mineralnych występujących w obiektach na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu. Zadanie II: Badania nad sposobem konserwacji, zabezpieczenia i wzmocnienia elementów z materiałów mineralnych, występujących w obiektach na terenie PMA-B w Oświęcimiu”, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisław Staszica w Krakowie Wydział Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska, 2015.
- [M3] A. Koziróg i in., „Badania nad korozją biologiczną obiektów na terenie Muzeum Auschwitz-Birkenau w zakresie rozpoznania i awalczania czynników biologicznych”, Politechnika Łódzka, Instytut Technologii Fermentacji i Mikrobiologii, Wydział Biotechnologii i Nauk o Żywności, 2015.
- [M4] S. Karczmarczyk, W. Bereza, R. Paruch, E. Śtefcić, W. Metych, i P. Stężowski, „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”, Politechnika Krakowska im. Tadeusz Kościuszki, Kraków, 2015.
- [M5] D. Białek-Kostecka, A. Forczek-Sajdak, A. Jakubowska-Szarska, i R. Karska, „Badania techniki, technologii i stanu zachowania nawarstwień malarskich występujących obiektach na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau oraz badania nad opracowaniem metod ich konserwacji i zabezpieczenia - cz. opisowa”, Akademia Sztuk Pięknych im. Jana Matejki w Krakowie, 2014.
- [M6] P. Karaszkiewicz, K. Stefańczyk, R. Szelwach, i Ł. Gadomski, „Dokumentacja końcowa projektu badawczego: Badania skuteczności materiałów i metod w zabezpieczaniu antykorozyjnym oraz oczyszczaniu elementów metalowych występujących w obiektach na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau.”, Centrum Badawczo-Edukacyjne Konserwacji Zabytków przy PWSZ w Nysie, Nysa, 2015.
- [M7] T. Łabza, T. Dąbkowska, B. Barabasz-Krasny, i A. Lepiarczyk, „Dokumentacja końcowa z projektu badawczego: Badania nad korozją biologiczną obiektów na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w zakresie rozpoznania i zwalczania czynników biologicznych. Zadanie: Identyfikacja roślinności zasiedlającej obiekty zabytkowe i dobór skutecznych metod i środków do jej zwalczania oraz zapobiegania

-
- ponownej ekspansji”, Uniwersytet Rolniczy im. Hugona Kołłątaja w Krakowie, Wydział Rolniczo-Ekonomiczny, Katedra Agrotechniki i Ekologii Rolniczej, Kraków 2015, 2015.
- [M8] M. Kułas, M. Oczkowska, i Z. Pająk, „Ekspertyza stanu technicznego dotycząca budynku o numerze B-115 (barak 3 na odcinku BIb) zlokalizowanego na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Brzezince”. Projektowanie, ekspertyzy, nadzory budowlane ConstMar, Oświęcim 2010.
- [M9] M. Kobryn, M. Gębski, R. Gawron, i M. Żmijewski, „Ekspertyza techniczna konstrukcyjno-budowlana w zakresie konstrukcji i elementów wykończenia budynku dla inwestycji: Konserwacja i remont budowlany zabytkowego baraku murowanego o numerze inw. B-115 (barak mieszkalny), usytuowanego na odcinku BI dawnego Niemieckiego Nazistowskiego Obozu Koncentracyjnego i Zagłady KL Auschwitz II Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu”. EMGIEprojekt sp. z o.o., Kielce 2022.
- [M10] M. Kobryn, M. Gębski, R. Gawron, i M. Żmijewski, „Ekspertyza techniczna konstrukcyjno-budowlana w zakresie konstrukcji i elementów wykończenia budynku dla inwestycji: Konserwacja i remont budowlany zabytkowego baraku murowanego o numerze inw. B-134 (barak mieszkalny), usytuowanego na odcinku BI dawnego Niemieckiego Nazistowskiego Obozu Koncentracyjnego i Zagłady KL Auschwitz II Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu.” EMGIEprojekt sp. z o.o., Kielce 2021.
- [M11] A. Żaboklicki, M. Gębski, R. Gawron, i M. Żmijewski, „Ekspertyza techniczna konstrukcyjno-budowlana w zakresie konstrukcji i elementów wykończenia budynku dla inwestycji: Konserwacja i remont budowlany zabytkowego baraku murowanego o numerze inw. B-137 (barak mieszkalny), usytuowanego na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu.” EMGIEprojekt sp. z o.o., Kielce 2019.
- [M12] A. Żaboklicki, M. Gębski, R. Gawron, i M. Żmijewski, „Ekspertyza techniczna konstrukcyjno-budowlana w zakresie konstrukcji i elementów wykończenia budynku dla inwestycji: Konserwacja i remont budowlany zabytkowego baraku murowanego o numerze inw. B-139 (barak mieszkalny), usytuowanego na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu”. EMGIEprojekt sp. z o.o., Kielce 2019.
- [M13] M. Grymczański, J. Sękowski, G. Mutke, i Z. Pająk, „Ekspertyza o stanie technicznym budowlanych obiektów Państwowego Muzeum w Oświęcimiu-Brzezince, część I - Warunki gruntowo-wodne i analiza wpływów górniczych na terenie Brzezinki”, P.A. NOVA, Oświęcim, 1993.
- [M14] Z. Pająk, T. Buczek, I. Glińska, i Z. Sojka, „Ekspertyza o stanie technicznym budowlanych obiektów Państwowego Muzeum w Oświęcimiu-Brzezince, część II - Ocena agresywności środowiska i jego wpływu na obiekty w Brzezince”, P.A. NOVA, Oświęcim, 1993.
- [M15] W. Starosolski, Z. Pająk, A. Sitko, Z. Sojka, i J. Kubica, „Ekspertyza o stanie technicznym budowlanych obiektów Państwowego Muzeum w Oświęcimiu-Brzezince, część III - Analiza stanu technicznego budowlanych obiektów w Brzezince”, P.A. NOVA, Oświęcim, 1993.
- [M16] M. Czajnik, P. Kozarski, i Z. Wczelik, „Opinia dotycząca stanu technicznego obiektów zabytkowego zespołu Muzeum Martyrologii w Oświęcimiu - Brzezince TOM1 część 1-7”.
- [M17] A. Begejowicz, „Opinia konstrukcyjna wraz z projektem zabezpieczenia konstrukcji murowanych ścian baraków na terenie byłego obozu koncentracyjnego w Oświęcimiu - Brzezince i inwentaryzacja uszkodzeń”, Kraków, styczeń-luty 1994r.

-
- [M18] J. Mac i J. Piskorski, „Program prac konserwatorskich dla baraku murowanego o nr inw. B-137 zlokalizowanego na terenie byłego KL Auschwitz II Birkenau”. Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, Oświęcim 2019.
- [M19] M. Pasińska, K. Będkowski, M. Kościelniak, i A. Łopuska, „Program prac konserwatorskich dla baraku murowanego o nr inw. B-138 na terenie byłego KL Auschwitz II Birkenau”. Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, Oświęcim 2016.
- [M20] J. Mac i J. Piskorski, „Program prac konserwatorskich dla baraku murowanego o nr inw. B-139 zlokalizowanego na terenie byłego KL Auschwitz II Birkenau”. Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, Oświęcim 2019.
- [M21] K. Będkowski, E. Cyrulik, M. Kościelniak, A. Łopuska, J. Mac, i A. Żydzik-Białek, „Program prac konserwatorskich dla baraku o numerze inwentaryzacyjnym B-123 zlokalizowanego na odcinku BIb dawnego KL Auschwitz II Birkenau”. Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, Oświęcim 2015.
- [M22] K. Będkowski, E. Cyrulik, M. Kościelniak, A. Łopuska, J. Mac, i A. Żydzik-Białek, „Program prac konserwatorskich dla baraku o numerze inwentaryzacyjnym B-124 zlokalizowanego na odcinku BIb dawnego KL Auschwitz II Birkenau”. Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, Oświęcim 2015.
- [M23] G. Cofta *i in.*, „Raport końcowy. Badania nad sposobem konserwacji, zabezpieczenia i wzmocnienia historycznych elementów drewnianych występujących w obiektach na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu”, Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu, Wydział Technologii Drewna, Poznań, Kraków, Warszawa, 2015.
- [M24] K. Darowicki, A. Miszczyk, i M. Szociński, „Sprawozdanie z wykonania projektu badawczego pt.: Badania nad konserwacją i zabezpieczeniem żelbetu występującego w obiektach na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu”, Politechnika Gdańska, Wydział Chemiczny, Katedra Elektrochemii, Korozji i Inżynierii Materiałowej, Gdańsk, 2015.
- [M25] L. Łabuzek *i in.*, *Zachować Autentyzm. Dziewięć zadań na lata 2012-2015*. Oświęcim: Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, 2015.
- [M26] K. Będkowski *i in.*, *Zachować Autentyzm. Konserwacja baraków murowanych dawnego KL Auschwitz II Birkenau*. Oświęcim: Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, 2019.
- [M27] M. Cembala *i in.*, *Zachować Autentyzm. Konserwacja dwóch bloków dawnego KL Auschwitz I*. Oświęcim: Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, 2013.
- [M28] N. Jastrzębiowska, A. Papis, S. Mrozek, A. Jastrzębiowski, J. Słońska, i M. Urban-Dąbek, *Zachować Autentyzm. Konserwacja muzealiów i archiwaliów*. Oświęcim: Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, 2022.
- [M29] Z. Drabczyk *i in.*, *Zachować Autentyzm. Konserwacja pięciu drewnianych baraków dawnego KL Auschwitz II Birkenau*. Oświęcim: Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau, 2012.
- [M30] A. Łopuska, „Założenia konserwatorskie dla baraków murowanych na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II Birkenau”. 2014.
- [M31] A. Krzyżak *i in.*, „Projekt Budowlany konserwacji i remontu budowlanego dwóch zabytkowych baraków murowanych o nr inw. B-123 i B-124 usytuowanych na odc. BIb dawnego KL Auschwitz II Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu”. Państwowe Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu (Globalny Plan Konserwacji) EMGIEprojekt sp. z o.o., Oświęcim 2015.
- [M32] A. Krzyżak *i in.*, „Projekt Budowlany konserwacji i remontu budowlanego zabytkowego baraku murowanego o numerze inw. B-138 (barak mieszkalny), usytuowanego na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu”. EMGIEprojekt sp. z o.o., Kielce 2016.

-
- [M33] A. Krzyżak *i in.*, „Projekt Budowlany konserwacji i remontu budowlanego zabytkowego baraku murowanego o numerze inw. B-139 (barak mieszkalny), usytuowanego na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz Birkenau w Oświęcimiu”. EMGIEprojekt sp. z o.o., Kielce 2019.
- [M34] studenci VII semestru, „Inwentaryzacja Budowlana dotycząca budynków zlokalizowanych na terenie byłego obozu Auschwitz II Birkenau w Oświęcimiu - Brzezince (baraki murowane: B-65, B-69, B-70, B-72, B-76, B-79, B-110, B-144, B-122, B-123, B-125, B-126, B-127, B-134, B-135, B-136, B-137, B-138, B-143, B-144”. Politechnika Śląska w Gliwicach, Oddział CKI w Rybniku.
- [M35] M. Stępień *i in.*, „Dokumentacja Geologiczno-Inżynierska określająca warunki geologiczno-inżynierskie dla odcinka BI oraz obszaru oczyszczalni ścieków na terenie byłego obozu Auschwitz II Birkenau w związku z planowanym opracowaniem dokumentacji projektowej budowlanej i konserwatorskiej”, GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne sp. z o.o., Warszawa, 2013.
- [M36] S. Gawalko, A. Gańko, i K. Klukowska, „Dokumentacja Hydrogeologiczna określająca warunki hydrogeologiczne, w związku z projektowaniem odwodnienia budowlanego odcinka BI oraz obszaru oczyszczalni ścieków na terenie byłego obozu Auschwitz II Birkenau”, GEOTEKO Projekty i Konsultacje Geotechniczne sp. z o.o., Warszawa, 2013.
- [M37] MWKZ Kraków, „pozwolenie nr ZN-I.5160.4.2023, znak ZN-5160.4.2023.JCh” na prowadzenie badań konserwatorskich przy zabytku wpisanym do rejestru zabytków, Kraków, 2023

Streszczenie

Rozprawa doktorska dotyczy rektyfikacji silnie odkształconych murowanych ścian zabytkowych baraków znajdujących się na terenie Auschwitz II-Birkenau, byłego niemieckiego obozu koncentracyjnego i zagłady. Odkształcenia są wynikiem ujawniania się efektów drugiego rzędu silnie obciążonych ścian. Mimośród obciążenia wynika z oddziaływania na ścianę poziomej składowej siły przekazywanej przez miecze drewnianej więźby dachowej oraz z mimośrodowego ustawienia słupów więźby na pilastrach. Odkształcenia drugiego rzędu doprowadziły do oderwania się zewnętrznych ścian poprzecznych od ściany podłużnej, co zmieniło schemat statyczny ścian. W konsekwencji nastąpiły poziome przemieszczenia ścian wynoszące do 156 mm przy grubości tych ścian wynoszącej 120 mm, czemu towarzyszyło otwarcie się spoin. Rozprawa została zrealizowana w ramach projektu „Doktorat wdrożeniowy”, w związku z czym opracowano i wdrożono metodę rektyfikacji ścian w czterech zabytkowych barakach na terenie Auschwitz II-Birkenau oraz przeanalizowano ją obliczeniowo, a także zweryfikowano w badaniach in situ. Do czasu realizacji rozprawy szczytowe ściany baraków były doraźnie podpierane, co uchroniło je przed rzeczywistą katastrofą.

Opracowana metoda rektyfikacji polega na stopniowym wymuszaniu niewielkich przemieszczeń ściany w kierunku do niej prostopadłym, o zwrocie przeciwnym do deformacji ściany, przy zachowaniu stałej formy deformacji. Przemieszczenia wywoływane są podnośnikami śrubowymi wbudowanymi między rektyfikowaną ścianą a konstrukcją oporową. Konstrukcja oporowa znajduje się na zewnątrz baraku oraz wewnątrz obiektu. Przemieszczenia ściany podczas rektyfikacji następują wskutek zmian szerokości spoin wspornych, które nie przenoszą normalnych naprężeń rozciągających. Rektyfikowana ściana cechuje się w związku z tym silnymi nieliniowościami, które wynikają z zależności moment zginający działający na spoinę wsporną - kąt obrotu w spoinie wspornej. Zależności te zostały wyznaczone na podstawie obliczeń modelu numerycznego i badań laboratoryjnych fragmentu ściany wypożyczonego, na czas nieniszczących badań, z Muzeum Auschwitz-Birkenau. Ponadto w badaniach laboratoryjnych wyznaczono parametry sprężyste i niesprężyste podnośników śrubowych, którymi wywoływano kinematyczne obciążenie ścian.

Podstawą analiz wyników parametrycznych obliczeń modelu MES rektyfikowanej ściany oraz wyników badań ściany w warunkach in situ był dyskretny model rektyfikowanego układu. Liczba stopni swobody tego modelu była równa liczbie podnośników wbudowanych między rektyfikowaną ścianą a konstrukcją oporową. Dla modelu dyskretnego wyznaczono między innymi macierz sztywności rektyfikowanego układu, macierz podatności rektyfikowanej ściany oraz macierz kształtu przemieszczeń ściany. Wartości elementów tych macierzy wyznaczano na podstawie jednostkowych wymuszeń wywoływanych poszczególnymi podnośnikami. Porównanie wartości elementów macierzy modelu dyskretnego uzyskanych z obliczeń i z badań in situ pozwala na kalibrację modelu, badanie procesu rektyfikacji i bezpieczne sterowanie obciążeniem kinematycznym podczas rektyfikacji. Wykazano w szczególności, że podczas rektyfikacji sztywność ściany wzrasta oraz zmieniają kształty jej przemieszczeń. Opracowana metoda rektyfikacji jest wdrażana w odniesieniu do kolejnych ścian baraków.

Summary

The doctoral thesis focuses on the rectification of severely deformed brick walls in historic barracks situated in Auschwitz II-Birkenau, a former German concentration and extermination camp. These deformations result from second-order effects induced by heavily loaded walls. The eccentricity of the load originates from the horizontal force exerted on the brick wall by the wooden roof strut and the eccentric positioning of the truss columns on the pilasters. Such second-order deformations have resulted in the detachment of the external transverse walls from the longitudinal walls, thereby altering the static configuration of the walls. Consequently, horizontal displacements of up to 156 mm have been observed in walls that are 120 mm thick, accompanied by openings in the bed joints. This dissertation was conducted as part of the 'Implementation Doctorate' project, during which a method for rectifying the walls was developed, computationally analyzed, verified in situ, and ultimately implemented in four historic barracks at Auschwitz II-Birkenau. Until the dissertation's completion, the gable walls of the barracks were temporarily supported to prevent potential collapse.

The developed rectification method involves the gradual application of small displacements to the wall in a direction perpendicular to it, counteracting the wall's deformation while maintaining a constant form of deformation. These displacements are achieved using screw jacks installed between the rectified wall and the retaining structure, which is located both externally and internally within the barracks. During the rectification process, wall displacements arise from alterations in the width of the bed joints, which do not transmit normal tensile stresses. Consequently, the rectified wall exhibits significant non-linear characteristics due to the relationship between the bending moment acting on the bed joint and the angle of rotation within the bed joint. These relationships were established through numerical modeling and laboratory tests conducted on a wall section obtained from the Auschwitz-Birkenau Museum for non-destructive testing. Furthermore, laboratory tests were utilized to determine the elastic and inelastic parameters of the screw jacks employed to apply the kinematic load to the walls.

A discrete model of the rectified system served as the basis for analyzing the parametric calculation results of the finite element method (FEM) model of the rectified wall and for evaluating the in situ wall tests. The number of degrees of freedom in this discrete model corresponded to the number of jacks positioned between the rectified wall and the retaining structure. For this discrete model, the stiffness matrix of the rectified system, the susceptibility matrix of the rectified wall, and the shape matrix of wall displacements were computed. The values of the elements in these matrices were derived from unit kinematic loads applied by individual jacks. Comparing the values of the discrete model matrix elements obtained from calculations with those from in situ tests enables model calibration, evaluation of the rectification process, and safe control of the kinematic load during rectification. Notably, as the rectification progressed, it was observed that the wall's stiffness increased and its displacement shapes changed. The developed rectification method is currently being implemented for additional walls of the barracks.