

**dr inż. Stanisław Karczmarczyk**  
mobil +48 603 642 650  
mailto: skarczmarczyk1@poczta.onet.pl

**dr inż. Wiesław Bereza**  
mobil +48 501 580 345  
mailto: wieslaw.bereza@oepk.pl

**K B - PROJEKTY KONSTRUKCYJNE**

spółka z ograniczoną odpowiedzialnością  
31-153 Kraków, ul. Szlak 65/313

tel. +48 (12) 4310449, fax. +48 (12) 6319089

NIP 945-208-10-59

---

**Ekspertyza techniczna budynku A  
szpitala Św. Wojciecha Gdańsk Zasp  
al. Jana Pawła II w Gdańsku**

branża: konstrukcja

**Zamawiający:**

**COPERNICUS PODMIOT  
LECZNICZY SP. Z O. O.  
ul. Nowe Ogrody 1-6, 80-803 Gdańsk**

**Lokalizacja:**

ul. Jana Pawła II 50, Gdańsk

**Autor opracowania:**

dr inż. Wiesław Bereza  
upr. nr ewid. 146/2001

**Współpraca:**

mgr inż. Stanisław Czernik  
upr. Nr ewid. MAP/0437/PWBKb/15

mgr inż. Waldemar Maryjka

Kraków, lipiec/sierpień 2016

## SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA:

1.	Przedmiot, cel i zakres opracowania .....	3
2.	Podstawy opracowania .....	4
3.	Ogólny opis obiektu .....	6
4.	Systematyka uszkodzeń dla budynku A Szpitala im. św. Wojciecha .....	9
5.	Opis i wyniki przeprowadzonych ocen i analiz statycznych.....	23
5.1.	<i>Zakres i metody zrealizowanych badań, pomiarów i analiz.</i> .....	23
5.1.1	<i>Klasyfikacja odporności ogniowej oraz klasa odporności ogniowej i stopień rozprzestrzeniania ognia elementów budowlanych</i> .....	24
5.1.2	<i>Wymagania otulina elementów żelbetowych</i> .....	25
5.2	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowa budynku Starego Szpitala</i> .....	26
5.2.1	<i>Zestawienie obciążeń</i> .....	26
5.2.2	<i>Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla nadbudowy w poziomie VII-go piętra</i> .....	29
5.2.2.1	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla słupów skrajnych S_1 części niższej</i> .....	34
5.2.2.2	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla słupów skrajnych S_1 części wyższej</i> .....	36
5.2.2.3	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla słupów skrajnych w osi nr 5</i> .....	38
5.2.2.4	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla słupów środkowych S_2- część niższa</i> .....	41
5.2.2.5	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla słupów środkowych S_2- część wyższa</i> .....	43
5.2.2.6	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla słupów środkowych S_2- w osi 5</i> .....	45
5.2.2.7	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla rygli ramy żelbetowej 30x40/30x60cm</i> .....	47
5.2.2.8	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowe dla rygli ramy żelbetowej 30x60cm w osiach nr9 i nr 10.</i> ..	53
5.2.2.9	<i>Analiza płyty stropodachu</i> .....	54
5.2.3	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowa stropu nad VI piętem</i> .....	57
5.2.4	<i>Analiza statyczno-wytrzymałościowa istniejących ram żelbetowych typu H</i> .....	60
5.3.	<i>Wyniki przeprowadzonych badań, interpretacja ich wyników oraz ocena stanu technicznego elementów nadbudowy budynku A Szpitala im. św. Wojciecha</i> .....	61
6.	Wnioski i zalecenia .....	69
6.1.	<i>Wnioski</i> .....	69
6.2.	<i>Zalecenia</i> .....	73
7.	Załączniki: .....	75
Z.1.	<i>Dokumentacja fotograficzna:</i> .....	75
Z.2.	<i>Dokumentacja fotograficzna wykonanych odkrywek</i> .....	86

## **1. Przedmiot, cel i zakres opracowania**

Przedmiotem opracowania jest ocena ekspertyza techniczna budynku A Szpitala im. Św. Wojciecha zlokalizowanego przy al. Jana Pawła II 50 w Gdańsku - Zaspie ze szczególnym uwzględnieniem nośności konstrukcji stropodachu i stropu pomiędzy piętrem VI i VII oraz nośności fundamentów w celu określenia istniejącego stanu technicznego oraz ustalenia możliwości użytkowania i adaptacji dobudowanej kondygnacji na cele biurowe i posadowienia central wentylacyjnych na stropodachu tej nadbudowy.

Zakres opracowania obejmuje analizę nośności poszczególnych elementów konstrukcji budynku uwzględniającą obowiązujące przepisy dotyczące obciążeń użytkowych budynku i innych oddziaływań, opis wraz z oceną stanu zachowania elementów konstrukcyjnych oraz program prac zabezpieczających. Całość opatrzone w dokumentację fotograficzną, która pozwoli na udokumentowanie opisanych elementów oraz poczynionych zmian w przyszłości.

W części opisowej, dotyczącej stanu istniejącego, przeprowadzono ogólną charakterystykę poszczególnych umownie wyodrębnionych fragmentów obiektu oraz dokonano oceny poszczególnych elementów konstrukcyjnych wraz z wnioskami i zaleceniami co do potrzeby i możliwości zapewnienia poprawnego stanu technicznego – spełniającego współczesne przepisy. W dalszej części ekspertyzy zamieszczono dokumentację fotograficzną istniejących uszkodzeń. W przypadku stwierdzenia takich usterek wskazano, na przyczyny ich występowania oraz etap powstania.

Zakres opracowania wykonano na podstawie, materiałów archiwalnych dostarczonych przez Zleceniodawcę, oględzin obiektu połączonych z ogólną inwentaryzacją konstrukcyjną oraz bazując na wykonanych odkrywkach i pomiarach. Na podstawie uzyskanych informacji z opisanych badań przeprowadzono analizę obliczeniową obiektu i poszczególnych jego elementów w celu przedstawienia wniosków co do możliwości adaptacji i użytkowania nadbudowanej kondygnacji.

Podstawowym celem opracowanej ekspertyzy jest ocena możliwości adaptacji budynku A w poziomie VII-go piętra oraz stropodachu do określonego przez Zleceniodawcę nowego programu użytkowego w sposób zapewniający spełnienie obecnie obowiązujących przepisów w zakresie bezpieczeństwa i użyteczności.

## 2. Podstawy opracowania

Podstawę formalną i merytoryczną opracowania stanowią:

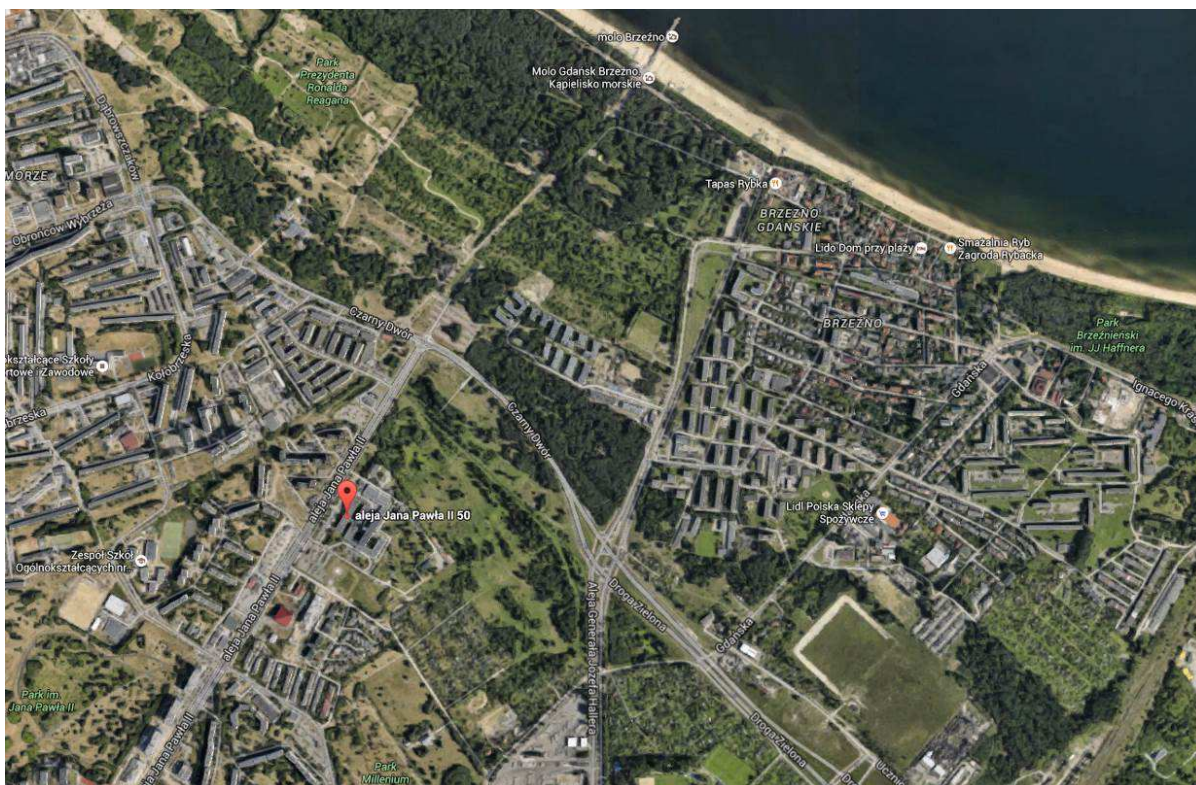
- Zlecenie na wykonanie *Ekspertyzy technicznej budynku A Szpitala im. św. Wojciecha w Gdańsku, al. Jana Pawła II ze szczególnym uwzględnieniem nośności konstrukcji stropodachu i stropu pomiędzy piętrami VI i VII oraz nośności fundamentów, co do możliwości adaptacji dobudowanej kondygnacji na cele biurowe i posadowienia central wentylacyjnych na stropodachu.*
- Inwentaryzacja architektoniczno- budowlana budynku udostępniona przez Zleceniodawcę,
- Materiały archiwalne udostępnione przez Zleceniodawcę,
- *Projekt Budowlano-Wykonawczy nadbudowy VII-go piętra na budynku 1A na terenie Szpitala Specjalistycznego Św. Wojciecha SPZOZ w Gdańsku* opracowany przez ARP- Zespół Usług Projektowych we wrześniu 2011 roku,
- *Projekt Budowlany zamienny dobudowy VII-go piętra na budynku 1A na terenie Szpitala Specjalistycznego Św. Wojciecha SPZOZ w Gdańsku* opracowany przez ARP- Zespół Usług Projektowych w lutym 2013 roku,
- Dokumentacja Powykonawcza do opracowania *Projekt Budowlany, Wykonawczy przebudowy pomieszczeń usytuowanych na VI-tym piętrze budynku A po oddziale otolaryngologii, z przeznaczeniem na kardiochirurgię dziecięcą z wadami wrodzonymi w Szpitalu Św. Wojciecha w Gdańsku – Zaspie dz. Nr 62. Obr. 33* opracowany przez Pracownię Projektową Architekt Żaneta Wiatrak w styczniu 2015 roku,
- *Opinia techniczna dot. nośności konstrukcji nadbudowy o VII piętro budynku szpitala* opracowana przez firmę DEXBUD w październiku 2015 roku,
- Dziennik budowy prac budowlanych realizowanych w ramach wykonanej nadbudowy VII piętra udostępniony przez Zleceniodawcę,
- Odkrywki i badania elementów konstrukcyjnych wykonane w ramach badań prowadzonych przez autorów opracowania,
- Oględziny obiektu przeprowadzone przez autorów opracowania,
- Obowiązujące normy, obciążenia budowli oraz normy projektowania konstrukcji stalowych, żelbetowych, murowych i drewnianych a w szczególności:
  - o PN-EN 1990 Eurokod: „Podstawy projektowania konstrukcji.”
  - o PN—EN 1991-1-1:2002 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-1; Oddziaływania ogólne, Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
  - o PN—EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-3; Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
  - o PN-EN 1991-1-4: 2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-4; Oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatrem.
  - o PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
  - o PN-EN 1992-1-2: 2008 Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
  - o PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
  - o PN-EN 1993-1-2:2007 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-2: Reguły ogólne - Obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe
  - o PN-EN 1994-1-2:2005 Eurokod 4 - Projektowanie konstrukcji stalowo-betonowych - Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie na warunki pożarowe
  - o PN-EN 1996-1-1:2006 Eurokod 6 - Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych
  - o PN-EN 1996-1-2:2005 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie konstrukcji na wypadek pożaru

- PN-EN 1996-3:2006 Eurokod 6 - Projektowanie konstrukcji murowych - Część 3: Uproszczone metody obliczania niezbrojonych konstrukcji murowych
- PN-EN 1997-2:2007 Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne - Część 2: Badania podłoża gruntowego
- Literatura przedmiotu oraz tablice projektowe:
  - W Starosolski *Konstrukcje żelbetowe tom 1 i 2* PWN 2003
  - S. Pyrak *Konstrukcje z betonu cz2. Elementy i ustroje* Wydawnictwa Szkole i Pedagogiczne, Warszawa 1979
  - Z. Wiłun *Zarys geotechniki* Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKŁ, 2000,
  - ST. Hajdasz *Sposoby ustalenia zużycia technicznego budynków i budowli*, Promiks, 1991 r,
  - J. Hadyna *Utrzymanie obiektów budowlanych* – materiały MOIB – Kraków, 2005,
  - F. D. Dmitriew *Katastrofy budowlane Szkice historyczno - techniczne* Budownictwo i Architektura Warszawa 1956,
  - M. Thullie *Podręcznik statyki budowli – Lwów 1902* z archiwalnymi tablicami zawierającymi charakterystyki geometryczne profili stalowych.

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe realizowane zostały przy pomocy elektronicznych technik obliczeniowych przy użyciu oprogramowania firmy Autodesk w postaci pakietu Robot Structural Analysis 2014. Pozwala to na ekonomiczne i racjonalne dobieranie przekrojów i stopnia ich zbrojenia.

### 3. Ogólny opis obiektu

Opiniowany budynek szpitalny będący obiektem użyteczności publicznej usytuowany jest przy al. Jana Pawła II w Gdańsku, województwo pomorskie. Budynek A zlokalizowany jest w sąsiedztwie al. Jana Pawła II, od strony północnej graniczy pośrednio z ulicą Czarny Dwór a od strony południowej z zespołem zabudowy mieszkaniowej jednorodzinnej przy ul. Powstańców Wielkopolskich. Opiniowany budynek stanowi integralną część zabudowy zespołu szpitalnego wchodzącej w skład kompleksu Szpitala im. św. Wojciecha w Gdańsku. Przedmiotowy budynek A jest obiektem dziewięciokondygnacyjnym (w tym piwnice) w całości podpiwniczonym.

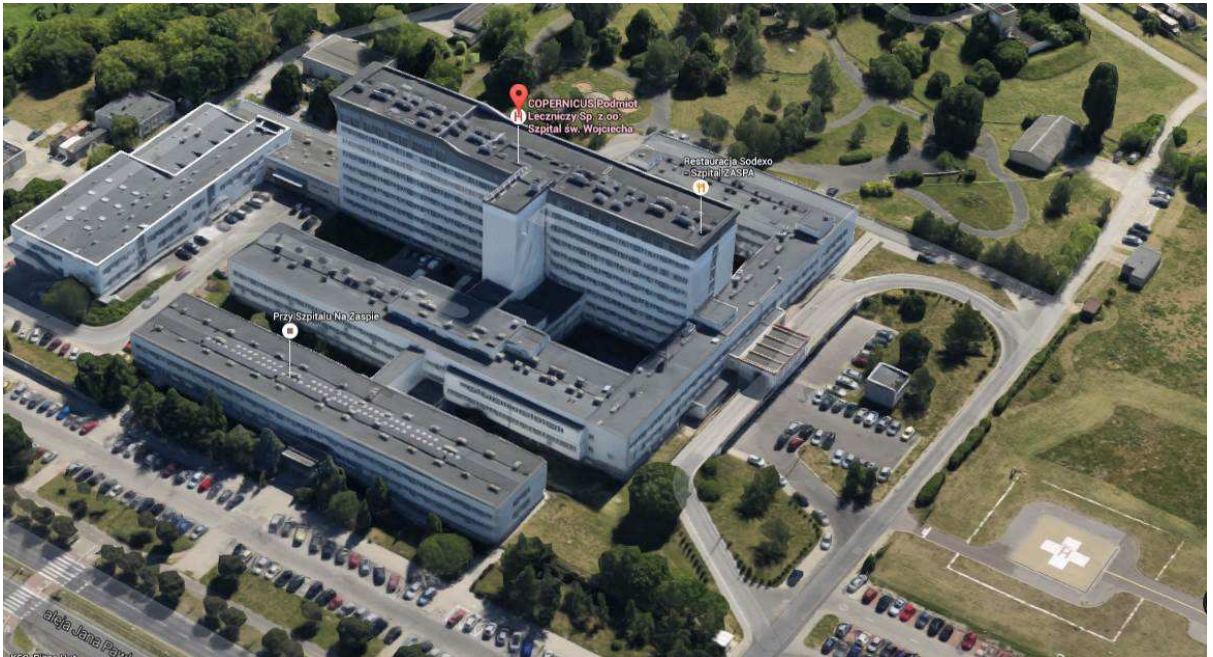


Fot. 1. Lokalizacja budynku A w zabudowie Szpitala im. św. Wojciecha w Gdańsku

Budynek A Szpitala Specjalistycznego im. św. Wojciecha posiada rzut w kształcie litery T gdzie długość i szerokość budynku opisana jest w prostokącie o wymiarach 93,5x16,95m a od strony południowo-zachodniej zlokalizowana jest przewiązka łącząca budynek A z zabudową szpitalną. Cały kompleks budynków Szpitala posiada system dróg wewnętrznych, przeciwpożarowych oraz ciągi piesze a od strony południowo-zachodniej zlokalizowane jest naziemne lądowisko dla helikopterów.

Konstrukcje nośną opiniowanego budynku A Szpitala Specjalistycznego im. św. Wojciecha w Gdańsku stanowią trójnawowe przestrzenne ramy żelbetowe uzupełnione lokalnie ścianami murowanymi. Prefabrykowane ramy żelbetowe typu H rozmieszczone są w układzie podłużnym w rozstawie osiowym co 660cm tworząc schemat wieloprzęsłowy dla prefabrykowanych płyt stropowych. Stropy kondygnacji powtarzalnych wykonane są jako stropy gęstożebrowe typu Akerman. Przestrzenną sztywność budynku zapewniają trzony komunikacyjne (klatki schodowe i szyby windowe) oraz ściany nośne wewnętrzne prostopadłe do ram żelbetowych. Ściany zewnętrzne (obwodowe) pełnią rolę ścian osłonowych, są ścianami samonośnymi.





Fot. 2. Widok ogólny przestrzennej zabudowy kompleksu Szpitala Specjalistycznego im. św. Wojciecha w Gdańsku

Pierwotny budynek A Szpitala im. św. Wojciecha stanowił obiekt ośmiokondygnacyjny ze stropodachem wentylowanym. W roku 2012 w oparciu o opracowaną dokumentację projektową (budowlaną oraz wykonawczą) wykonano nadbudowę VI piętra powtarzając układ przestrzennych ram żelbetowych. Wykonano podwyższenie budynku A o jedną kondygnację. Strop nad VI piętrzem pierwotnie wykonany jako prefabrykowany strop typu Akerman przenoszący obciążenia własne i obciążenia od konstrukcji wsporczej stropodachu (ścianki murowane ażurowe przekryte płytami prefabrykowanymi) formującej spadek przestrzeni wentylacyjnej stropodachu.



Fot. 3. Widok ogólny dobudowanej VII kondygnacji w budynku A Szpitala im. św. Wojciecha

Warstwy wyprawowe stropu nad VI piętrem zostały zdemontowane a prefabrykowane płyty stropu Ackermana zostały dociążone warstwami posadzkowymi złożonymi ze styropianu grubości 4 cm oraz warstwą wylewki grubości 5 cm. Jako elementy wsporcze nadbudowanej kondygnacji wykonano ramy żelbetowe stanowiące przedłużenie konstrukcji nośnej budynku. Ramy trójpłaszczyznowe wykonano jako żelbetowe, monolityczne. Słupy skrajne ramy posiadają przekrój 30x40cm, słupy środkowe 30x55cm. Rygle ramy wykonano w postaci belek żelbetowych o przekroju 30x60cm dla przęseł skrajnych oraz 30x40cm dla przęsła środkowego. Na ryglach górnych ramy wsparto płyty kanałowe w specjalnie uformowanych bruzdach belek. Zastosowano płyty prefabrykowane, sprężone typu SP20/A4. Stropodach wykonano jako pełny. Obwodowo ramy żelbetowe połączone są wieńcem żelbetowym o przekroju 24x72cm stanowiącym usztywnienie układu nośnego. Ściany zewnętrzne wykonano jako murowane z pustaków silikatowych połączonych ze słupami wsporczymi kondygnacji zbrojeniem dystansowym w co drugiej spoinie poziomej.

W okresie opracowywania ekspertyzy w pomieszczeniach na poziomie VI piętra zostały zakończone prace budowlane związane z adaptacją tej kondygnacji na potrzeby kardiokirurgii dziecięcej oraz okulistyki. Natomiast przestrzeń nadbudowanej kondygnacji VII piętra w dalszym ciągu pozostaje nieużytkowa. Przestrzeń stropodachu została zagospodarowana lokalizując na niej układ urządzeń instalacyjnych. Całość podlega ciągłej kontroli.



#### 4. Systematyka uszkodzeń dla budynku A Szpitala im. św. Wojciecha

Budynek A Szpitala im. św. Wojciecha przy al. Jana Pawła II 50 w Gdańsku w części pierwotnie wykonanej znajduje się na ogół w zadowalającym stanie technicznym. Część dobudowanej kondygnacji (poziom VII piętra) wykonany w 2012 roku wizualnie nie wykazuje nadmiernych przemieszczeń a stan techniczny można sklasyfikować jako dobry. Na wizualną ocenę stanu technicznego wpływa głównie stan techniczny elementów odkrytych. Na pogorszenie oceny działają uszkodzone elementy wykończenia budynku takie jak: ubytki tynków, powierzchniowe zarysowania elementów, lokalne spękania skurczone oraz ślady przebarwień i zawilgoceń. Elementy nośne budynku znajdują się na ogół w dobrym stanie technicznym nie wykazując nadmiernych odkształceń ani zarysowań. Nadbudowana część budynku A o VII piętro wykazuje ślady zarysowań ścian zewnętrznych w obrębie otworów okiennych. Ściany zewnętrzne nie są elementami nośnymi dla stropodachu, pełnią one jedynie rolę ścian osłonowych.

##### a) Pokrycie stropodachu

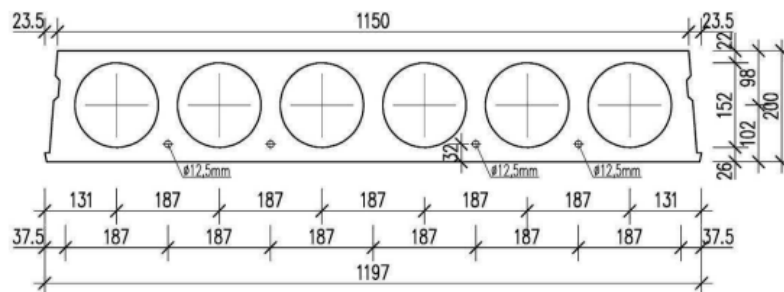
Stropodach budynku A Szpitala im. św. Wojciecha pokryty jest papą termozgrzewalną ułożoną na warstwach izolacji termicznej w postaci styropianu EPS 100 oraz paraizolacji wykonanej na warstwie wyrównawczej. Spadki formujące odwodnienie stropodachu wykonane zostały za pomocą styropianowych klinów EPS 100. Oględziny budynku wykazały lokalną, nieznaczną nieszczelność pokrycia dachowego. Na wewnętrznych powierzchniach prefabrykowanych płyt stropowych stwierdzono widoczne ślady zawilgoceń i wysolenia świadczące o nieszczelności pokrycia stropodachu. Obróbki dekarские kominów i attyk wykonane zostały zgodnie ze sztuką budowlaną i normami przedmiotu. Spadki formujące połąć stropodachu tworzą stropodach pogrążony. Z koryt wewnętrznych połąć stropodachu odprowadzana jest woda opadowa pionami deszczowymi biegnącymi wewnątrz budynku. W połowie lipca 2016 podczas nawałnicy deszczu doszło do zalania części oddziałów szpitala (Budynek A) do IV piętra włącznie. Z informacji uzyskanych od personelu oraz na podstawie ponownych oględzin przeprowadzonych w sierpniu 2016 stwierdzono, że prawdopodobną przyczyną zalania budynku podczas nawałnicy jest niedrożność systemu deszczowego oraz zbyt mały przekrój rur spustowych pionów (zwłaszcza w płaszczyźnie stropodachu). W poziomie stropodachu stwierdzono pęcherze powietrza pod warstwami papy termozgrzewalnej świadczące o nieszczelności pokrycia dachowego (woda penetruje wewnątrz warstw stropodachu).



Fot.4. Widok ogólny stropodachu na budynku A Szpitala im. św. Wojciecha

**b) Prefabrykowana płyta sprężona stropodachu**

Na elementach płyt nie stwierdzono uszkodzeń oraz śladów nieprawidłowej pracy. Nośność tych elementów na etapie dokumentacji projektowej została dobrana w sposób poprawny zapewniający możliwość przeniesienia panujących obciążeń stałych oraz zmiennych. Zastrzeżenia budzi jedynie stan zrealizowanych na etapie wykonawczym otworów i przejść instalacyjnych, które lokalnie powodują odsłonięcie zbrojenia i możliwości jego korodowania.



**c) Ramy żelbetowe**

Wykonane ramy żelbetowe nadbudowanego poziomu zostały wykonane jako kontynuacja istniejących poniżej ram głównych konstrukcji wsporczej Szpitala. Słupy skrajne ramy żelbetowej wykonano jako słupy o przekroju 30x40cm, słupy środkowe o przekroju 30x55cm. Rygle ramy dla przeseł skrajnych wykonano jako belki o przekroju

30x60cm natomiast dla przęsła środkowego o przekroju 30x40cm. Wykonane ramy żelbetowe nie wykazują oznak nadmiernych deformacji ani przemieszczeń węzłów. Powierzchnia monolitycznych elementów żelbetowych na ogół jest gładka nie zawiera widocznych uszkodzeń na powierzchni słupów i rygli mogących świadczyć o niewłaściwym zagęszczeniu mieszanki betonowej podczas betonowania i pielęgnacji ram żelbetowych. Stwierdzono nieliczne raki w nadbudowanych słupach wsporczych w osiach umownie oznaczonych numerami 2/D, 12/D, 12/A oraz 13/A świadczących o niedostatecznym zawibrowaniu mieszanki betonowej.

Na powierzchni ram nie stwierdzono śladów etapowania prac betonarskich w przestrzeni tych elementów. Ślady przerwy takiej mogą istnieć w poziomie oparcia płyt prefabrykowanych – podczas wizji lokalnej nie stwierdzono jednak po nich śladów. Sposób wykonania tej konstrukcji świadczy jednak o dużej „kulturze” budowania. Ewentualne etapowanie konstrukcji nie ma tym samym żadnego istotnego znaczenia dla nośności i trwałości konstrukcji ramowej w opisywanym budynku. Elementy należy traktować jako monolityczne.

W dokumentacji projektowej branży konstrukcyjnej założono otulenie wielkości 3 cm (zgodnie z warunkami normowymi otulenie to jest określone do powierzchni zbrojenia). W przypadku zbrojenia belek prętami o średnicy #14 dla zbrojenia głównego i #8 dla strzemion generuje to otulenie wielkości 4,5cm, dla zbrojenia słupów prętami o średnicy #20 dla zbrojenia głównego i #8 dla strzemion generuje to otulenie wielkości 4,8cm, określoną przez warunki p.poż. jako wielkość do środka zbrojenia. W przypadku projektowanego otynkowania elementów konstrukcyjnych wskazana wielkość zapewnia zatem odporność ogniową jeśli projektant na etapie opracowywania dokumentacji posłużył się instrukcją ITB z 2005 (Projektowanie elementów żelbetowych i murowych z uwagi na odporność ogniową).



Fot.5. Widok ogólny fragmentu ramy żelbetowej w osiach A-B



Fot.6. Stłup skrajny ramy żelbetowej z uwidocznionymi rakami powierzchni betonowania

Ramy żelbetowe w poziomie stropodachu stężone są przestrzennie między sobą wieńcem żelbetowym o przekroju około 24x72cm. Ściany zewnętrzne wykonane pod wieńcem żelbetowym nie mają szczeliny dylatacyjnej. W projekcie nadbudowy w części konstrukcyjnej nie zawarto informacji dotyczącej konieczności dylatowania ścian poziomo i pionowo. Zawarto jedynie w *ekspertyzie technicznej stanu konstrukcji budynku pod względem jego możliwości nadbudowy-projekt zamienny* informację, że ściany zewnętrzne budynku istniejącego mają charakter osłonowy. Wieniec żelbetowy wykonany jest bezpośrednio na ścianie murowanej z bloczków silikatowych w poziomie VII piętra co w kontekście zapisu z ekspertyzy technicznej jest istotną wadą w odniesieniu do projektu. Stwierdzono występowanie licznych rys ukośnych na wieńcu żelbetowym w poziomie stropodachu i na wieńcu żelbetowym w poziomie stropu nad VI piętrem. Rysy ukośne będą również na murowanych ścianach prostopadłych do ram żelbetowych. Interpretując stwierdzone braki dylatacji między ścianą osłonową a wieńcem żelbetowym w poziomie stropodachu oraz zauważalne rysy ukośne ścian i wieńców należy domniemywać, że ściany pełnią rolę ścian usztywniających budynek w kierunku podłużnym, a tym samym przenoszą naprężenia ścinające powstające od parcia i ssania wiatru na powierzchni elewacji.





Fot.7. Wieniec żelbetowy w obrębie osi 10- widok rysy pionowej w narożu okiennym



Fot. 8. Widok ściany murowanej w obrębie osi 10- widok rysy ukośnej w narożu okiennym i na powierzchni wieńca w poziomie stropu nad VI piętrem.

Podczas prowadzonych oględzin obiektu stwierdzono, że wieniec obwodowy stropodachu nie był betonowany równocześnie z ramami żelbetowymi nadbudowanej kondygnacji co potwierdzają wpisy w dzienniku budowy. Widoczne są styki betonowania elementów ram żelbetowych i wieńców żelbetowych. Prawdopodobnie nie wykonano



prawidłowego zespolenia tych elementów co manifestuje się licznymi rysami na styku połączeń ramy żelbetowej i wieńca żelbetowego.



Fot. 9. Widok połączenia etażowego ramy żelbetowej i wieńca żelbetowego.

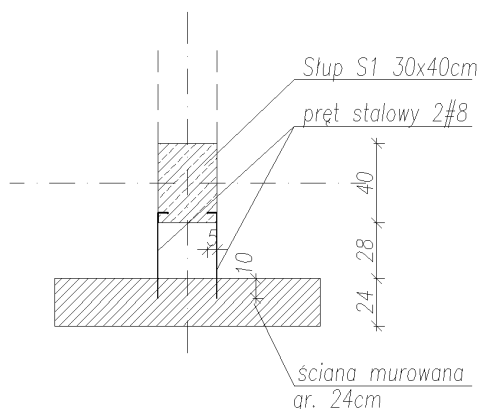
#### d) Ściany

Ściany zewnętrzne w poziomie nadbudowanego VII piętra wykonane zostały jako ściany murowane z bloczków silikatowych na zaprawie cienkowarstwowej. Oględziny obiektu połączone z ogólną inwentaryzacją konstrukcyjną elementów nośnych wykazały, że ściany zewnętrzne nie są oddylatowane od wieńca żelbetowego w poziomie stropodachu stanowiącego przestrzenne usztywnienie ram wsporczych VII piętra. Brak dylatacji między wieńcem żelbetowym, a koroną ściany murowanej zapewnia współpracę tych elementów we wzajemnym przekazywaniu obciążeń pochodzących od obciążeń stałych stropodachu i czynników atmosferycznych oddziałujących na konstrukcję.

Podczas oględzin VII piętra budynku A stwierdzono wystąpienie licznych rys na murowanych ścianach silikatowych oraz na wieńcach żelbetowych w poziomie stropu nad VI piętrzem oraz na wieńcu w poziomie stropodachu. Stwierdzono również rysy wskrośne występujące w obrębie mocowania krat dekoracyjnych elewacji od strony zachodniej budynku. Rysy te należy interpretować jako następstwo wprowadzenia nadmiernych sił poziomych w płaszczyźnie prostopadłej do muru wynikającej z dokręcenia stalowych śrub mocujących kraty dekoracyjne.

Ściany zewnętrzne ułożone w sąsiedztwie osi A i D wykonane są jako murowane ściany silikatowe grubości 24cm na zaprawie cienkowarstwowej oddalone od słupów skrajnych ram wsporczych o 28cm. Silikatowe ściany murowane połączone są ze słupami skrajnymi ram prętami dystansowymi z prętów 2#8mm ułożonymi w co drugiej spoinie muru (co około 50cm). W projekcie budowlano-wykonawczym z dnia 12-09-2011 nie zawarto szczegółu połączenia ścian zewnętrznych i słupów skrajnych układu wsporczego VII piętra. Na podstawie wykonanej odkrywki kotwienia prętów dystansowych stwierdzono, że pręty są mocowane wtórnie do żelbetowych słupów skrajnych a głębokość zakotwienia wynosi 5cm w słupie oraz 10cm w murowanej ścianie zewnętrznej.

Połączenie dystansowe ściany i słupa jest niezgodne ze sztuką budowlaną i jest błędem wykonawczym. Błędnie zakotwienie prętów dystansowych nie tłumaczy brak detalu rozwiązania w dokumentacji projektowej. Nie odnaleziono również zapisu w dzienniku budowy z prośbą o przedstawienie takiego detalu rozwiązania.



Rys.4.1. Widok detalu mocowania ściany przy słupie skrajnym

Tak wykonany detal połączenia nie zapewnia prawidłowej współpracy elementów murowanych ścian zewnętrznych budynku i słupa żelbetowego. Dodatkowo stwierdzono całkowity brak strzępi stalowych w obrębie słupa w osi A/9. Brak strzępi powoduje zmianę długości obliczeniowej muru z założonej 6,60 m na 13,2m. Zmiana ta jest istotna dla stateczności ściany murowanej poddawanej obciążeniom klimatycznym (parcie wiatru, ssanie wiatru). Interpretując rozpoznanie kotwienia ściany przy użyciu prętów #8 zamocowanych 10cm w ścianie murowej należy stwierdzić, że nie są one elementami nośnymi a długość obliczeniowa ściany jest długością całego budynku. Parcie wiatru dla ściany nośnej zewnętrznej w poziomie VII piętra jest obciążeniem znikomym w porównaniu z obciążeniem pionowym od stropodachu.



Fot.10. Widok detalu mocowania elewacyjnych krat dekoracji- widoczne rysy wskrośne ściany murowanej.



Fot.11. Widok strzępi stalowych mocujących ściany zewnętrzne do słupów

Podczas prowadzonych oględzin budynku nie stwierdzono dylatacji ścian murowanych na całej długości ścian zewnętrznych budynku dobudowanego piętra. Łączna długość ścian podłużnych w sąsiedztwie osi A i D wynosi 93,5m. Zgodnie z normą *PN-EN 1996-2:2010/NA:2010: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów*, ściany należy dzielić na mniejsze segmenty stosując przerwy dylatacyjne. Dla ścian silikatowych dla spoin pionowych niewypełnionych zaprawą maksymalna odległość między dylatacyjnymi ścian wynosi 20m. Warunek ten nie został zachowany dla nadbudowy piętra VII co należy interpretować jako błąd projektowy.



Fot.12. Widok słupa w osi A/9 z widocznymi brakami prętów dystansowych

Ściany działowe w obrębie trzonów komunikacyjnych w sąsiedztwie osi A-B/1 oraz A-B/16 wykonane są jako ściany murowane silikatowe na zaprawie cienkowarstwowej. Ściany te nie spełniają warunku prawidłowego przewiązania elementów substancji murowej dla połączenia ścian prostopadłych do siebie. Widoczne są braki prawidłowego przewiązania pustaków silikatowych co manifestuje się rozpojeniem pionowym na styku ścian murowanych. Tego typu braki związane z nieprawidłowym przewiązaniem są błędami wykonawczymi.



Fot.13. Widok połączenia ścian prostopadłych w obrębie osi A/1

Stwierdzono wystąpienie rys ukośne w narożach otworów okiennych ścian zewnętrznych w osiach 1-5. Rysy występują ukośnie pod gniazdami oparc nadproży. Rysy te należy interpretować jako wynik nadmiernych naprężeń ściskających wywołanych dociskiem nadproża na powierzchnię gniazda. Występujące naprężenia na oparciu nadproża okiennego na ścianie murowanej prawdopodobnie nie były przewidziane w projekcie nadbudowy VII piętra. Brak dylatacji w koronie ściany murowanej zewnętrznej powoduje przekazanie sił pionowych i stycznych z wieńca obwodowego w poziomie stropodachu na ścianę zewnętrzną murowaną co manifestuje się widocznymi rysami ukośnymi. Przy założeniu, że ściany zewnętrzne byłyby ścianami osłonowymi byłby to błąd wykonawczy jednak analizując dokumentację projektową nie stwierdzono zapisu odnoszącego się do ścian zewnętrznych. Na tej podstawie należy przyjąć, że ściany zewnętrzne są elementami nośnymi i zarysowania ścian są błędami projektowymi.

Celem ograniczenia zarysowań na ścianach zewnętrznych zaleca się opracować program prac naprawczych uwzględniający wykonanie przerw dylatacyjnych na ścianach.





Fot.14. Widok rys ukośnych w obrębie nadproży

#### e) **Strop nad VI piętrem**

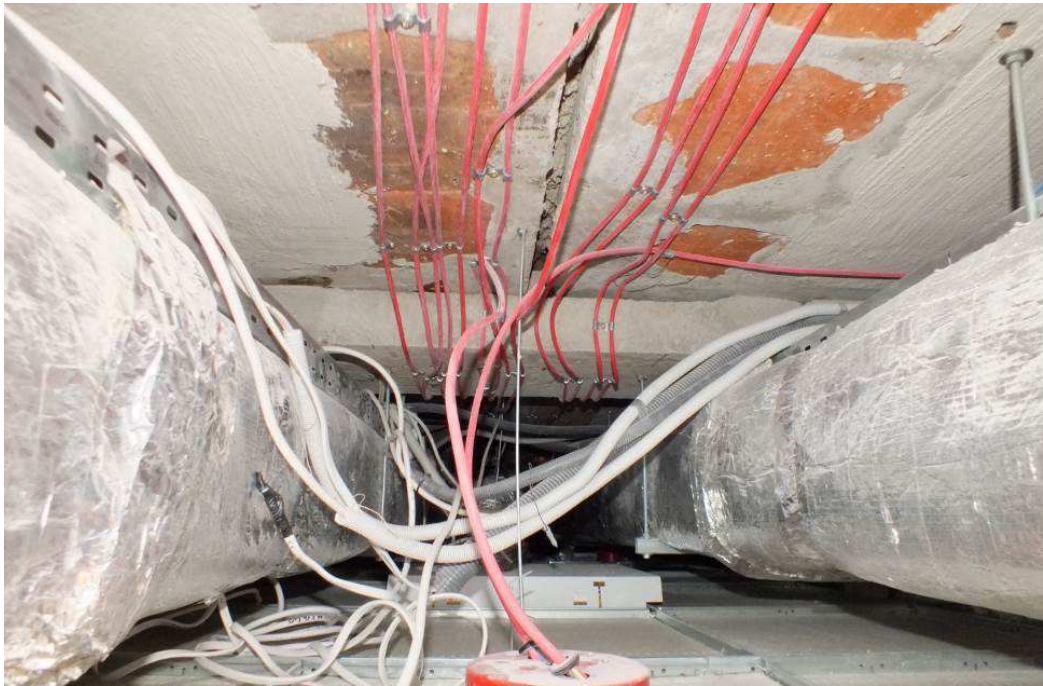
Na podstawie udostępnionych przez Zleceniodawcę materiałów archiwalnych oraz na podstawie przeprowadzonych przeglądów przez zespół autorski opracowania pogłębionych wykonaniem odkrywek i badań nieniszczących elementów wsporczych stropu nad VI piętrem można stwierdzić, że przedmiotowy strop jest stropem wielkopłytyowym gęstożebrowym z wypełnieniem pustakami Ackermana. Płyta taka stanowi wycinek monolitycznego stropu Ackermana z tym, że wykonana jest w zakładzie prefabrykacyjnym lub na placu budowy i następnie układana na podporach jako gotowy element wielkowymiarowy. W porównaniu z monolitycznym stropem Ackermana płyty wielkowymiarowe wymagają dodatkowego zbrojenia na obciążenia występujące podczas transportu i podnoszenia. Płyta stropu Ackermana wsparta jest na poprzecznym układzie prefabrykowanych ram żelbetowych rozmieszczonych w rozstawie osiowym co 6,60m.

Rozpoznano następujący układ elementów nośnych stropu:

- pustak Ackerman wysokości 20cm
- nadbeton grubości 4,0cm wykonany z betonu klasy C16/20 (B20)
- zbrojenie dolne żeber #8/12/16

Wizualnie stan techniczny stropu sklasyfikowano jako zadawalający. Przy obecnym sposobie użytkowania strop nie wykazuje oznak nadmiernych ugięć ani przemieszczeń. Na dolnej powierzchni stropu na tynku cementowo-wapiennym nie stwierdzono wystąpienia zarysowania powierzchniowego świadczącego o nadmiernych naprężeniach wynikających ze zginania elementów nośnych stropu. Analizę obliczeniową dotyczącą teoretycznej nośności stropu przeprowadzono w dalszej części opracowania.





Fot.15. Widok spodu stropu Ackermana z widoczną belką żelbetową stanowiącą element wsporczy stropu

Błędem projektowym na etapie sporządzania projektu budowlano-wykonawczego nadbudowy VII piętra był brak rzetelnego rozpoznania stropu nad VI piętrem i układu nośnego istniejącego budynku szpitalnego. Również ekspertyza konstrukcyjna została wykonana w sposób zbyt powierzchniowy. Stwierdzone wady w tych opracowaniach to:

- Ogólny opis budynku, z podaniem powierzchni budynku, ilości kondygnacji, kubatury, wysokości,
- Ogólny opis układu nośnego budynku z podaniem ilości słupów w jednej ramie, belek i elementów stężeń oraz rodzajem stropu,
- Określono rodzaj ścian zewnętrznych jako ściany osłonowe
- Przytoczono zapis orzeczenia technicznego wykonanego przez mgr inż. Mariana Adamczewskiego z października 2008 roku odnośnie fundamentów budynku A i możliwości jego nadbudowy o jedną kondygnację
- Stwierdzono w ekspertyzie, że budynek A *nie wykazuje objawów przeciążenia, sam budynek jest w dobrym stanie technicznym*
- Założono w ekspertyzie, że *Istnieje możliwość obciążenia istniejącej płyty nośnej stropodachu warstwami wykończeniowymi o ciężarze do max.  $120\text{kg/m}^2$  oraz obciążeniem użytkowym  $200\text{kg/m}^2$ . Zwiększenie obciążeń, czy to stałych, czy użytkowych wymusi konieczność wzmocnienia stropu. Wszelkie ścianki działowe należy lokalizować nad istniejącymi podciągami ram żelbetowych.*
- W ekspertyzie konstrukcyjnej nie zamieszczono informacji dotyczących rozpoznanego zbrojenia stropu. Nie zostały wykonane odkrywki elementów pozwalające na określenie zbrojenia żeber stropu oraz prefabrykowanych ram typu H dla podciągów i słupów.
- W części obliczeniowej projektu budowlano-wykonawczego wykonano analizę nośności stropu nad VI piętrem. Przyjęto schemat statyczny stropu wieloprzęsłowy o wysokości pustaka Ackerman 22cm i nadbetonie grubości 3cm. Założono zbrojenie przęsłowe żeber  $\varnothing 14$  oraz zbrojenie podporowe  $\varnothing 12$  na tej podstawie oszacowano graniczne wartości obciążeń jakie może przenieść strop.

Celem dokładnego rozpoznania układu nośnego stropu nad VI piętrem autorzy niniejszego opracowania wykonali szereg badań nieniszczących w postaci skanów zbrojenia powierzchni stropów oraz wykonali odkrywki budowlane w strefie przypodporowej. Badania te wskazują, iż wymienione wyżej uwagi do projektu i ekspertyzy mają uzasadnienie nie tylko formalne, ale również istotne z punktu widzenia bezpieczeństwa obiektu. Na podstawie tak zrealizowanego programu badań rozpoznano zróżnicowane zbrojenie dolne prętami od  $\varnothing 8$ ,  $\varnothing 12$  nawet do  $\varnothing 16$  uśredniając te wartości można założyć, zbrojenie dolne żeber max.  $\varnothing 14\text{mm}$ . Rozpoznane betonowe płyty wielkopowierzchniowe z wypełnieniem pustakami Ackerman o wysokości 20cm i nadbetonie 4cm. Płyty opierają się przegubowo na belkach wsporczych. Wykonana odkrywka zbrojenia podporowego wykazała, że do podpory doprowadzone są pręty  $\varnothing 8$  z co drugiego żebra. Odkrywka budowlana stropu potwierdza założenie, że płyta pracuje jak element jednoprzęsłowy.

#### **f) Klatka schodowa**

Dobudowana klatka schodowa w obrębie osi D/10 wykonana jest jako konstrukcja stalowa. Schody zaprojektowano i wykonano jako dwubiegowe ze spocznikiem pośrednim. Belki nośne pomostu pośredniego zamocowane są w ścianach murowanych w wykutych gniazdach. Element nośny schodów stanowią stalowe belki policzkowe z profili ceowych wsparte są jednym końcem na stropie piętra, a drugim na belce podestu pośredniego. Jako wypełnienie zastosowano stalowe kraty ażurowe.

Podczas oględzin stwierdzono braki nakrętek w kotwach mocujących belki policzkowe a w skrajnym przypadku stwierdzono pręt żebrowany wprowadzony w otwór montażowy nie zespolony w żaden sposób z blachą oporową połączenia.



Fot.16. Widok mocowania belek spocznika pośredniego w ścianie murowanej

W obrębie osi D/10-11 stwierdzono wystąpienia ścięcia belki żelbetowej stanowiącej element wsporczy biegu klatki schodowej, a także stanowiący uciąglenie obwodowego wieńca żelbetowego w poziomie stropodachu. Ścięcie belki żelbetowej jest

oznaką znacznego przekroczenia nośności elementu na ścinanie grozi katastrofą budowlaną fragmentu budynku przy braku podjęcia czynności stabilizujących ten proces. Stan techniczny sklasyfikowano jako przedawaryjny wymagający podjęcia natychmiastowych prac wzmacniających konstrukcję.

Brak możliwości stwierdzenia etapu powstania rzeczonego uszkodzenia. Rozwiązania projektowe nie wskazują, aby była to usterka spowodowana projektem. Również rozwiązanie (detal) zamocowania świadczy, jakby usterka była widoczna już na etapie realizowania prac budowlanych.



Fot.17. Widok ścięcia belki żelbetowej w osiach D/10-11

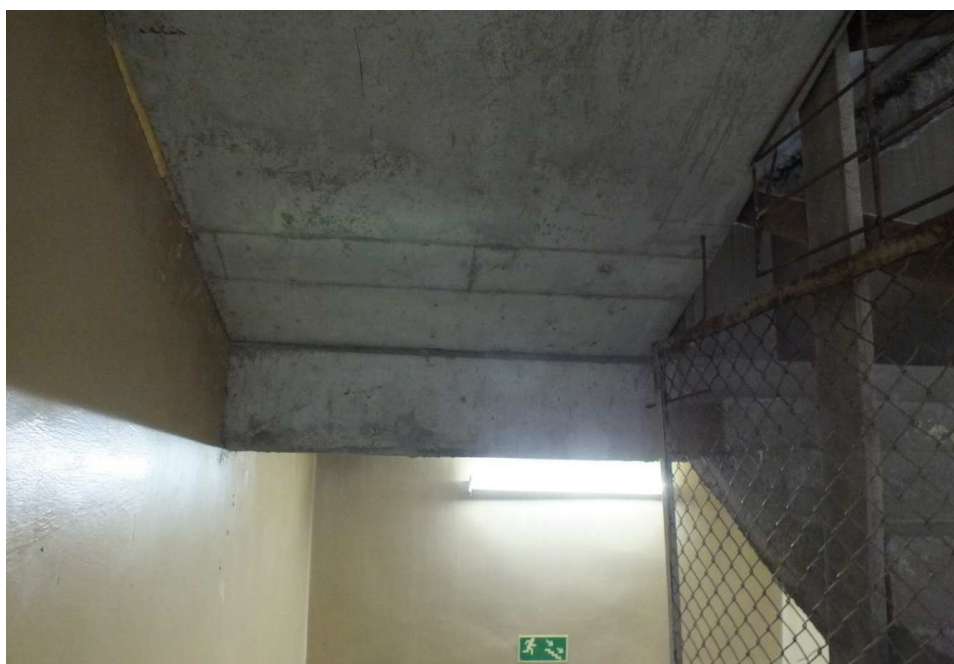
Między przewiązką zlokalizowaną w osiach 9-11 a budynkiem A Szpitala im. św. Wojciecha stwierdzono wystąpienie obwodowych rys na styku połączenia przewiązki z budynkiem A. Rysy występują obwodowo w miejscu gdzie powinna być wykonana dylatacja elementów. Przegląd całego pionu komunikacyjnego i przewiązki wykazał, że rysy występują w miejscu gdzie nie zapewniono ukształtowania dylatacji w obrębie struktury nośnej i warstwy wykończeniowej. Nie stwierdzono rys obwodowych w dolnej części budynku w poziomie niskiego parteru, parteru oraz w poziomie I, II, III i IV piętra, dla tych poziomów dylatacja budynku wykształtowana jest poprawnie. W poziomach poczynając od V piętra występują rysy obwodowe na styku przewiązki i budynku A, gdzie pominięto wykonanie dylatacji. Można zatem stwierdzić, że rysy obwodowe występujące na stropach i ścianach jest następstwem braku prawidłowo wykonanej dylatacji między przewiązką a budynkiem A Szpitala. Stwierdzone zarysowania są efektem pierwotnego wykonawstwa, nie wykształcono poprawnie dylatacji elementów podczas budowy budynku A szpitala i przewiązki. Nadbudowana kondygnacja budynku nie miała wpływu na zarysowania.





Fot.18. Widok rysy pionowej w miejscu braku poprawnie wykonanej dylatacji

W osiach 1-2/A-B oraz 15-16/A-B wykonane są nowoprojektowane monolityczne schody żelbetowe stanowiące kontynuację istniejących biegów klatki schodowej. Płyta biegów wsparta końcami na stropie piętrowym i pośrednio na belce spocznika międzypiętrowego. Nie stwierdzono widocznych rys i pęknięć mogących świadczyć o braku wymaganej nośności elementów lub złym warunkom podparcia płyt.



Fot.19 Widok ogólny żelbetowej klatki schodowej

## 5. Opis i wyniki przeprowadzonych ocen i analiz statycznych

### 5.1. Zakres i metody zrealizowanych badań, pomiarów i analiz.

Dla określenia faktycznego stanu technicznego i formalnego poziomu bezpieczeństwa budynku A Szpitala Specjalistycznego im. św. Wojciecha przy al. Jana Pawła II 50 w Gdańsku oraz oceny możliwości adaptacji piętra VII na cele administracyjne szpitala zrealizowano następujący program badań i pomiarów budynku:

- a) Przeprowadzono wizualną ocenę zachowania ścian, stropów i stropodachu. Wyniki przeglądu ujęto w części opisowej ekspertyzy.
- b) Sporządzono dokumentację fotograficzną ilustrującą stan zachowania budynku i poszczególnych jego elementów, co ułatwi w przyszłości ocenę stanu zachowania elementów i zachodzących w nim zmian.
- c) Wykonano pomiary wytrzymałości betonu dla elementów konstrukcyjnych metodą nieniszczącą przy użyciu młotka Schmidta. Jest to przenośny przyrząd (masa ok. 1 kg) stosowany w budownictwie do oceny wytrzymałości betonu. Przyrząd wykorzystuje dynamiczną metodę pomiaru poprzez ocenę zmiany energii bijaka po odskoku od badanej powierzchni. Wartość odbicia jest odczytywana bezpośrednio ze skali. Typowe zastosowanie to badanie jednorodności, identyfikacja obszarów słabej jakości betonu i szacowanie wytrzymałości na ściskanie.
- d) Wykonano nieinwazyjne pomiary zbrojenia elementów żelbetowych. Pomiary wykonano przy użyciu skanera zbrojenia *PROCEQ*, który pozwala na prześwietlenie elementu żelbetowego z możliwością pomiaru zastosowanego zbrojenia bez konieczności wykonywania odkrywek. Badania te pozwalają na określenie średnicy prętów zbrojeniowych, otuliny betonu oraz rozstawu zbrojenia.
- e) Celem określenia dokładnych warstw stropu wykonano odkrywki elementów budowlanych potwierdzające zastosowane materiały i ich rzeczywistą grubość.
- f) Wykonano odkrywkę strefy przypodporowej stropu Ackermana celem zinventaryzowania zastosowanego zbrojenia podporowego stropu.
- g) Sporządzono graficzną ilustrację zarysowań ścian zewnętrznych w osiach A i D.
- h) Wykonano pomiary ugięć belek żelbetowych nadbudowanej kondygnacji w poziomie VII piętra z graficznym odzwierciedleniem przemieszczeń na rzucie stropodachu budynku A.
- i) Przeprowadzono analizę statyczną – wytrzymałością badanych elementów konstrukcyjnych określając ich nośność oraz poziom wyężenia w kontekście przewidzianych obciążeń użytkowych. Analizę statyczną – wytrzymałościową przeprowadzono przy pomocy oprogramowania analizy numerycznej Robot firmy Robotat.



### 5.1.1 Klasyfikacja odporności ogniowej oraz klasa odporności ogniowej i stopień rozprzestrzeniania ognia elementów budowlanych

Budynek A Szpitala Specjalistycznego im. św. Wojciecha w Gdańsku po nadbudowie o VII piętro przekracza wysokość 25m. Zgodnie z *ROZPORZĄDZENIEM MINISTRA INFRASTRUKTURY z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* z późniejszymi nowelizacjami ustawy w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie budynek A Szpitala należy zaliczyć do budynków wysokich (W).

Z uwagi na przeznaczenie i sposób użytkowania piętra VII budynek A należy zaliczyć do kategorii zagrożenia ludzi określić jako ZL III.

Budynek A Szpitala Specjalistycznego im. św. Wojciecha w Gdańsku należy zaliczyć do klasy odporności pożarowej „B”

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku <sup>*)</sup>					
	główna konstrukcja nośna	konstrukcja dachu	strop <sup>1)</sup>	ściana zewnętrzna <sup>1), 2)</sup>	ściana wewnętrzna <sup>1)</sup>	przekrycie dachu <sup>3)</sup>
1	2	3	4	5	6	7
„A”	R 240	R 30	R E I 120	E I 120 (o↔i)	E I 60	R E 30
„B”	R 120	R 30	R E I 60	E I 60 (o↔i)	E I 30 <sup>4)</sup>	R E 30
„C”	R 60	R 15	R E I 60	E I 30 (o↔i)	E I 15 <sup>4)</sup>	R E 15
„D”	R 30	(-)	R E I 30	E I 30 (o↔i)	(-)	(-)
„E”	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)

\*) Z zastrzeżeniem § 219 ust. 1.

Oznaczenia w tabeli:

R – nośność ogniowa (w minutach), określona zgodnie z Polską Normą dotyczącą zasad ustalania klas odporności ogniowej elementów budynku,

E – szczelność ogniowa (w minutach), określona jw.,

I – izolacyjność ogniowa (w minutach), określona jw.,

(-) – nie stawia się wymagań.

### 5.1.2 Wymagania otulina elementów żelbetowych

Zgodnie z wytycznymi *PN-EN 1992-1-2 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-2 Reguły ogólne Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe* budynek A Szpitala Specjalistycznego im. św. Wojciecha w Gdańsku po nadbudowie o VII piętro powinien spełniać warunki:

**Tablica 5.2a: Minimalne wymiary i odległości osiowe dla słupów o przekroju prostokątnym lub kołowym**

Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary (mm)			
	Szerokość słupa $b_{min}$ /odległość osiowa $a$ głównych prętów			
	Słupy nagrzewane z więcej niż jednej strony		Nagrzewane z jednej strony	
	$\mu_R = 0,2$	$\mu_R = 0,5$	$\mu_R = 0,7$	$\mu_R = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70

**Uwaga:** Tablica 5.2a jest oparta na zalecanej wartości  $\alpha_{oc} = 1,0$ .

**Tablica 5.6: Minimalne wymiary i odległości osiowe dla belek ciągłych żelbetowych i sprężonych (patrz również Tablica 5.7)**

Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary (mm)						
	Możliwe kombinacje $a$ i $b_{min}$ , gdzie $a$ oznacza średnią odległość osiową a $b_{min}$ szerokość belki				Grubość środnika $b_w$		
					Klasa WA	Klasa WB	Klasa WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min}=80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{min}=120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{min}=150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{min}=200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{min}=240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{min}=280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10\text{mm}$ (patrz uwaga poniżej)							
* Zwykle decydująca jest otulina wymagana przez EN 1992-1-1.							

## 5.2 Analiza statyczno-wytrzymałościowa budynku Starego Szpitala

### 5.2.1 Zestawienie obciążeń

#### a. Zestawienie dla stropu nad VI piętrem

Zestawienie obciążeń- strop nad 6 piętrem						
warstwy	<i>h</i>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
płytki fajansowe glaz.	1,5 cm	x 25,000	x 0,375	x 1,35		0,506 kN/m <sup>2</sup>
warstwa wyrównawcza	5 cm	x 24,000	x 1,200	x 1,35		1,620 kN/m <sup>2</sup>
styropian	4 cm	x 0,450	x 0,018	x 1,35		0,024 kN/m <sup>2</sup>
Ackerman 20+4cm nadbeton	24 cm	x	x 3,230	x 1,35		4,361 kN/m <sup>2</sup>
			<b>4,82</b>			<b>6,51 kN/m<sup>2</sup></b>
obc. użytkowe			3,00	x 1,5		4,50 kN/m <sup>2</sup>
instalacje podwieszone			0,30	x 1,5		0,45 kN/m <sup>2</sup>
			<b>8,12</b>			<b>11,46 kN/m<sup>2</sup></b>

#### b. Zestawienie dla stropodachu

Zestawienie obciążeń- dach szpitala						
warstwy	<i>h</i>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
lepik,papa	0,5 cm	x 11,000	x 0,055	x 1,35		0,074 kN/m <sup>2</sup>
styropian	20 cm	x 0,450	x 0,090	x 1,35		0,122 kN/m <sup>2</sup>
styropian/spadek	12 cm	x 0,450	x 0,054	x 1,35		0,073 kN/m <sup>2</sup>
paroizolacja	0,02 cm	x	x 0,030	x 1,35		0,041 kN/m <sup>2</sup>
warstwa wyrównawcza	3 cm	x 24,000	x 0,720	x 1,35		0,972 kN/m <sup>2</sup>
strop prefabrykowany SP20/A4	20 cm	x	x 2,850	x 1,35		3,848 kN/m <sup>2</sup>
sufit podwieszony	cm	x	x 0,100	x 1,35		0,135 kN/m <sup>2</sup>
			<b>3,90</b>			<b>5,26 kN/m<sup>2</sup></b>
obc. użytkowe			0,50	x 1,5		0,75 kN/m <sup>2</sup>
instalacje podwieszone			0,30	x 1,5		0,45 kN/m <sup>2</sup>
			<b>4,70</b>			<b>6,46 kN/m<sup>2</sup></b>

#### c. Zestawienie dla obciążenia wiatrem

Lokalizacja budynku: **Gdańsk**  
 Strefa obciążenia wiatrem [rys. NB.1]: **2**  
 Kategoria terenu [tab.4.1]:  
**0 - morze, obszar brzegowy otwarty na morze**

Wysokość nad poziomem morza  
 $a = 2$  m.n.p.m

Wysokość nad poziomem terenu:  
 $z = 27$  m

Bazowa prędkość wiatru [pkt 4.2]:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$$

$v_{b,0} = 26,00$  m/s - wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru [tab.NB.1]

$C_{dir} = 1,0$  - współczynnik kierunkowy [tab. NB.2]

$C_{season} = 1,0$  - współczynnik sezonowy

$v_b = 26,00$  m/s

Średnia prędkość wiatru [pkt 4.3]:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

$c_r(z)$   $c_o(z)$   $z$  min  $z_0$

$c_r(z) = 1,100$  - współczynnik chropowatości [tab. NB.3]

$c_o(z) = 1,0$  - współczynnik rzeźby terenu (orografii)

$v_m(z) = 28,59$  m/s

Turbulencja wiatru [pkt 4.4]:

$$I_v(z) = \sigma_v/v_m(z) = k/(c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)) \quad \text{dla } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{dla } z \leq z_{\min}$$

$z_{\min} = 1,0 \text{ m}$  - wysokość minimalna [tab. 4.1]  
 $z_{\max} = 200 \text{ m}$  - wysokość maksymalna  
 $z_0 = 0,003 \text{ m}$  - wysokość chropowatości [tab. 4.1]  
 $k_f = 1,0$  - współczynnik turbulencji  
 $I_v(z) = 0,110$  - intensywność turbulencji na wysokości "z"

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości [tab. 4.5]:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot (I_v(z))] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  - gęstość powietrza  
 $q_{b,0} = 0,420 \text{ kN/m}^2$  - podstawowa wartość ciśnienia prędkości wiatru [tab. NB.1]  
 $q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$  - wartość bazowa ciśnienia prędkości  
 $q_b = 0,423 \text{ kN/m}^2$   
 $5,0\%$  - akceptowalny błąd zwiększenia prędkości wiatru [pkt 4.3.3]  
 $0,95 \leq q_{b,0}/q_b \cdot 100\% \leq 1,05$   
 $0,95 \leq 99,41 \leq 1,05$  **Warunek spełniony**  
 $q_b = \max(q_b, q_{b,0})$   
 $q_b = 0,423 \text{ kN/m}^2$   
 $c_e(z) = 3,549$  - współczynnik ekspozycji [tab. NB.3]  
 $q_p(z) = 1,500 \text{ kN/m}^2$

Współczynniki ciśnienia dla budynku:

1) Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta [pkt 7.2.2]

a) kierunek wiatru  $\Theta = 0^\circ$

$h = 27 \text{ m}$  - wysokość budynku  
 $b = 93,5 \text{ m}$  - długość budynku  
 $d = 16,95 \text{ m}$  - szerokość budynku  
 $e = \min(b, 2 \cdot h)$  - mimośród siły aerodynamicznej  
 $e = 54 \text{ m}$   
 $e/d = 3,19$

Zalecane wartości współczynnika ciśnienia zewnętrznego dla ścian pionowych budynków na rzucie prostokąta:

Pole	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
A	-1,200	-1,400
B	-0,800	-1,100
C	-0,500	-0,500
D	0,800	1,000
E	-0,609	-0,609

Obciążenie styczne do budynku (ściany).

Obciążenie prostopadłe do budynku (ściany).

$c_{pe,1}$  - wartość współczynnika ciśnienia do obliczeń małych elementów o pow.  $1 \text{ m}^2$   
 $c_{pe,10}$  - wartość współczynnika ciśnienia do obliczeń konstrukcji nośnych budynków

Schemat obciążenia ścian wiatrem wg rys. 7.5 przypadek:

**Elewacja przy  $e \geq d$   
 $h \leq b$**

Określenie profilu ciśnienia prędkości:

	$q_p(b)$	$q_p(h)$	$q_p(z_{\text{strip}})$
$h \leq b$	Brak	1,500	Brak
$b < h \leq 2 \cdot b$	Inny schemat	Inny schemat	Brak
$h > 2 \cdot b$	Inny schemat	Inny schemat	Inny schemat

Ciśnienie wiatru działające na powierzchnie zewnętrzne konstrukcji [pkt. 5.2]:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}$$

$q_p(z)$  - wartość szczytowa ciśnienia prędkości  
 $c_{pe}$  - współczynnik ciśnienia zewnętrznego

Pole		$w_e = q_p(b) \cdot c_{pe,10}$	$w_e = q_p(h) \cdot c_{pe,10}$	$w_e = q_p(z_{\text{strip}}) \cdot c_{pe,10}$	Odcinek [m]
A	$h \leq b$	--	-1,799	--	10,8
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
B	$h \leq b$	--	-1,200	--	6,15
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
C	$h \leq b$	--	--	--	--
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
D	$h \leq b$	--	1,200	--	93,5
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
E	$h \leq b$	--	-0,914	--	93,5
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	

#### d. Zestawienie dla obciążenia śniegiem:

Lokalizacja budynku: **Gdańsk**

Strefa obciążenia śniegiem [Tab. NB.1]:

**3**

Wysokość nad poziomem morza:

**A = 2 m.n.p.m**

Kąt nachylenia połaci dachowej

**$\alpha_1 = 4^\circ$**

**$\alpha_1 = 8,89\%$**

Rodzaj warunków terenowych [Tab. 5.1]:

**Normalny**

Obciążenie śniegiem dachów w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

**$s_k = 1,20$  kN/m<sup>2</sup>** - wartość charakter. obciążenia śniegiem gruntu [Tab. NB.1]

**$C_t = 1,00$**  - współczynnik termiczny [pkt. 5.2 (8)]

**$C_e = 1,00$**  - współczynnik ekspozycji [Tab. 5.1]

**$\mu_i(\alpha_1) = 0,8$**  - współczynnik kształtu dachu [pkt. 5.3, Tab. 5.2]

**$s = 0,96$  kN/m<sup>2</sup>** - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

**$\gamma_f = 1,5$**  - wartość współczynnika obciążeniowego

$$s_d = s_k \cdot \gamma_f$$

**$s_d = 1,44$**  - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

Dachy bliskie i przylegające do wyższych budowli [pkt. 5.3.6]

**$h = 1,6$  m** - różnica wysokości dachów

**$b_1 = 27$  m** - długość wyższego dachu

**$b_2 = 6635$  m** - długość niższego dachu

**$\gamma = 2,0$  kN/m<sup>3</sup>** - ciężar objętościowy śniegu

**$\mu_1 = 0,8$**  - przy założeniu że niższy dach jest płaski

**$\mu_s = 0,0$**  - współczynnik kształtu dachu uwzględniający efekt ześlizgu śniegu

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h \quad \mu_w \leq \gamma \cdot h / s_k \quad 0,8 \leq \mu_w \leq 4$$

**$\mu_w = 2,7$**  - współczynnik kształtu dachu uwzględniający wpływ wiatru

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

**$\mu_2 = 2,7$**

Długość zasy:

$$l_1 = 2 \cdot h \quad 5m \leq l_1 \leq 15m$$

**$l_1 = 5,00$  m**

**$l_s = 5$  m** - ostateczna długość zasy

Obciążenie śniegiem dachu:

$$s = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

**$s_{max} = 3,2$  kN/m<sup>2</sup>** - max. wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

**$s_{min} = 2,24$  kN/m<sup>2</sup>** - min. wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

**$\gamma_f = 1,5$**  - wartość współczynnika obciążeniowego

**$s_{dmax} = 4,80$  kN/m<sup>2</sup>** - max. wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

**$s_{dmin} = 3,36$  kN/m<sup>2</sup>** - min. wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

Zaspy przy wystęпах i przeszkodach [pkt. 6.2]:

**$h = 1,5$  m** - wysokość przeszkody

**$\gamma = 2,0$  kN/m<sup>3</sup>** - ciężar objętościowy śniegu

**$\mu_1 = 0,8$**

$$\mu_2 = \gamma \cdot h / s_k \quad 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

**$\mu_2 = 2,00$**  - współczynnik kształtu dachu

Obciążenie śniegiem dachu:

**$s = 2,4$  kN/m<sup>2</sup>** - max. wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

**$\gamma_f = 1,5$**  - wartość współczynnika obciążeniowego

**$s_{dmax} = 3,60$  kN/m<sup>2</sup>** - max. wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

Długość zasy:

$$l_s = 2 \cdot h \quad 5m \leq l_s \leq 15m$$

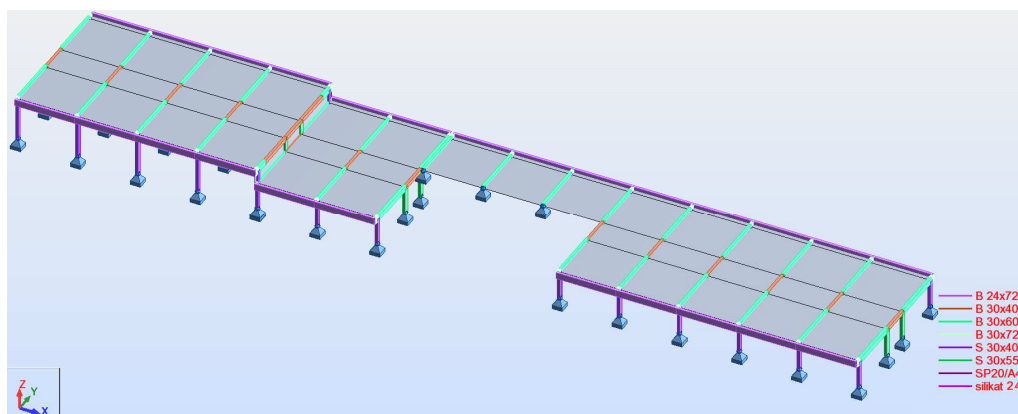
**$l_s = 5,00$  m**



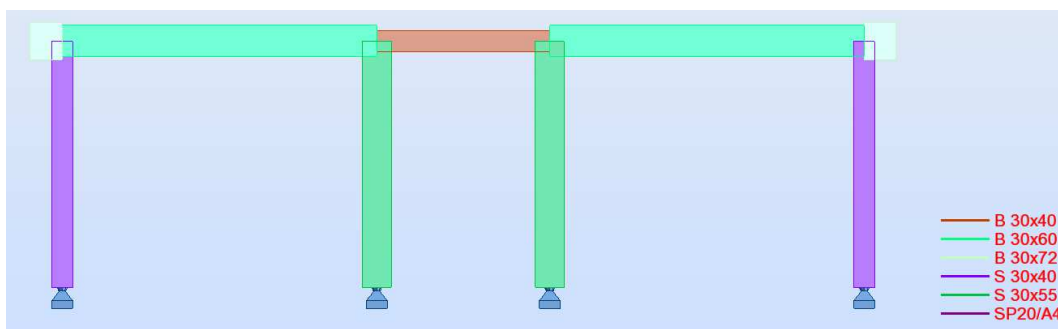
### 5.2.2 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla nadbudowy w poziomie VII-go piętra

Na podstawie wykonanych oględzin obiektu połączonych z ogólną inwentaryzacją stwierdzono rozbieżność wykonania prac budowlanych nadbudowy VII piętra z projektem budowlano-wykonawczym wykonanym 12-09-2011 roku. Rozbieżność polega na niezgodności wykonania ram wsporczych w obrębie osi 8-10/B-D. Projekt zakładał wykonanie ram o ryglu trójpłaszczyznowym, natomiast prace budowlane wykonano jedynie jako przęsła skrajnego ramy. Przęsła skrajne połączono z pozostawionymi istniejącymi ramami wsporczymi. Autor projektu budowlano-wykonawczego dopiero po zakończeniu budowy opracował projekt budowlany zamienny datowany na 20.02.2013 roku. Oficjalny wpis kierownika budowy dokumentujący odbiór końcowy prac budowlanych datowany jest na 30.11.2012.

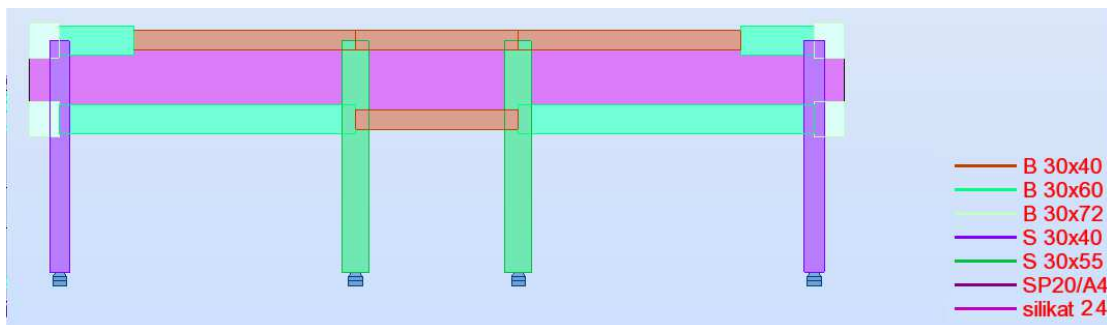
Do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych zostały przyjęte rozpoznane układy statyczne i wielkości geometryczne przekrojów zgodnie z inwentaryzacją autorów opracowania.



Rys.5.1 Przyjęty model 3D konstrukcji wsporczej VII piętra wspomagający obliczenia



Rys.5.2 Widok ramy żelbetowej wspierającej stropodach



Rys.5.3. Widok ramy żelbetowej w osi nr 5

## a. Określenie rzeczywistej klasy betonu na podstawie przeprowadzonych pomiarów

*Dla ram żelbetowych części nadbudowanej VII piętra*

Obiekt	SZPITAL ŚW. WOJCIECHA GDAŃSK	Data produkcji	2012
Element	Beton	Data badania	2016
Zlecniodawca		Projektowana klasa betonu	B30
		Obliczenia wg norm	Instrukcja ITB nr 210 PN-EN 206-1 PN- EN 12504-2:2002

Lp.	kąt α	odczyt L												odczyt średni $L_{\text{śr}}$	Poprawka kątowa	odczyt średni sprowadzony $L_i$	$Li-L$	$(Li-L)^2$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
1	0	39,5	37,5	39	36,5	42,5	42,5	37,5	42	35	31,5	35	42,5	38,4	0,0	37,1	0,6	0,3102
2	0	43,5	44	43	44,5	40	38	39	45	43	42,5	34	44	41,7	0,0	42,9	6,3	39,2385
3	0	30	34	35	31,5	39	34	33	37	37	33	44	38	35,5	0,0	35,6	-1,0	1,0617
4	0	42,5	32,5	36,5	39	36	33,5	34	33,5	38	45	45	44	38,3	0,0	36,2	-0,4	0,1758
5	0	39	44	28	36	39	36	35,5	36	39	34,5	34	37	36,5	0,0	36,6	0,0	0,0002
6	0	34	34	34,5	39	36,5	35	34,5	35	33,5	37,5	35,5	35	35,3	0,0	35,3	-1,3	1,5690
7	0	30,5	45	26,5	35	26,5	36	37,5	33,5	37,5	38	36,5	32	34,5	0,0	35,2	-1,4	2,0143
8	0	33	34	36,5	38	35,5	35	38	31,5	35	33,5	33,5	35,5	34,9	0,0	34,9	-1,7	2,7865
9	0	33	39	37	35,5	36,5	33	33,5	37	36,5	36	38		35,5	0,0	35,5	-1,0	1,0905
Σ														Σ →		329,3		48,2466

$$L = 36,59$$

$$S_L = 2,315$$

$$V_L = 6,33\%$$

$$a = 0,0108$$

$$b = 0,8983$$

$$c = -12,9$$

$$R = a \times L^2 + b \times L + c =$$

$$S_R = L \cdot V_L \cdot \sqrt{(2a^2 L^2 (V_L^2 + 2) + 4abL + b^2)} =$$

$$R_b = R - 1,64 \times S_R = 28,01 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{cube}} = 34,4 \text{ MPa}$$

$$3,9 \text{ MPa}$$

Otrzymana klasa betonu:

**C25/30 (B30)**

Na podstawie wykonanych pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmidta można przyjąć, że beton zastosowany do wykonania nadbudowanych elementów żelbetowych VII piętra ma klasę **C25/30 (B30)** zgodnie z założeniami projektowymi.

*Dla ram prefabrykowanych typu H części budynku pierwotnego*

Obiekt	SZPITAL ŚW. WOJCIECHA GDAŃSK	Data produkcji	1977
Element	Beton	Data badania	2016
Zlecniodawca		Projektowana klasa betonu	
		Obliczenia wg norm	Instrukcja ITB nr 210 PN-EN 206-1 PN- EN 12504-2:2002

Lp.	kąt α	odczyt L												odczyt średni $L_{\text{śr}}$	Poprawka kątowa	odczyt średni sprowadzony $L_i$	$Li-L$	$(Li-L)^2$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
1	0	47,5	52	43	44,5	44	53	40,5	49	55	42	42	43	46,2	0,0	43,9	-1,4	1,9481
2	0	42,5	37,5	44	48,5	43,5	40,5	39	46	44,5	42	44	42	42,8	0,0	38,9	-6,4	41,1553
3	0	57	47	45	40	41	61	58	62	45	51,5	57,5	51	51,3	0,0	45,9	0,6	0,3509
4	0	51	60,5	56,5	56	42	52	53,5	41	46	43	42	58,5	50,2	0,0	50,6	5,3	28,0971
5	0	42	39,5	39	47	49	42,5	37,5	49	51	42,5	49	43	44,3	0,0	43,4	-1,9	3,7031
6	0	52,5	42,5	38,5	45	43,5	47	62	59,5	44	48	58,5	61,5	50,2	0,0	49,2	3,8	14,7635
Σ														Σ →		271,9		90,0180

$$L = 45,32$$

$$S_L = 4,243$$

$$V_L = 9,36\%$$

$$a = 0,0409$$

$$b = -0,914$$

$$c = 7,36$$

$$R = a \times L^2 + b \times L + c =$$

$$S_R = L \cdot V_L \cdot \sqrt{(2a^2 L^2 (V_L^2 + 2) + 4abL + b^2)} =$$

$$R_b = R - 1,64 \times S_R = 30,49 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{cube}} = 50,0 \text{ MPa}$$

$$11,9 \text{ MPa}$$

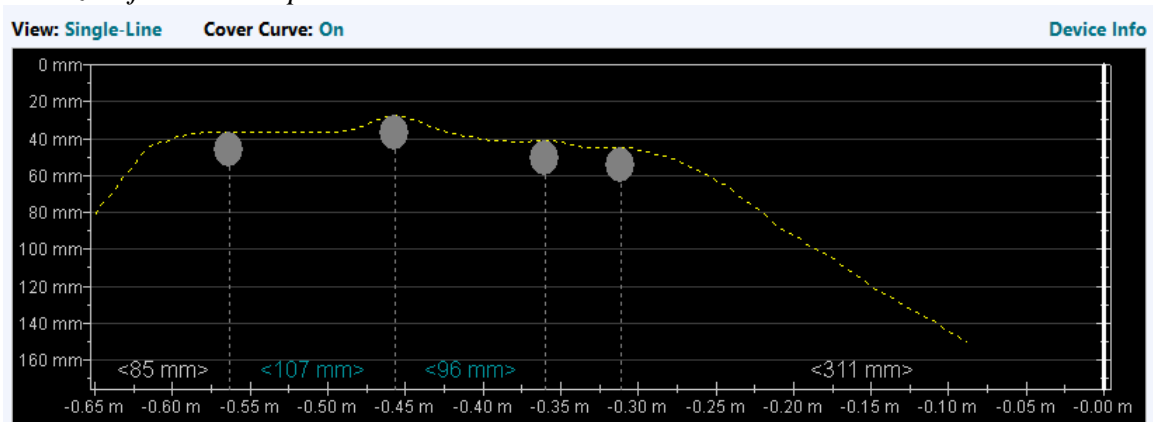
Otrzymana klasa betonu:

**C40/50 (B50)**

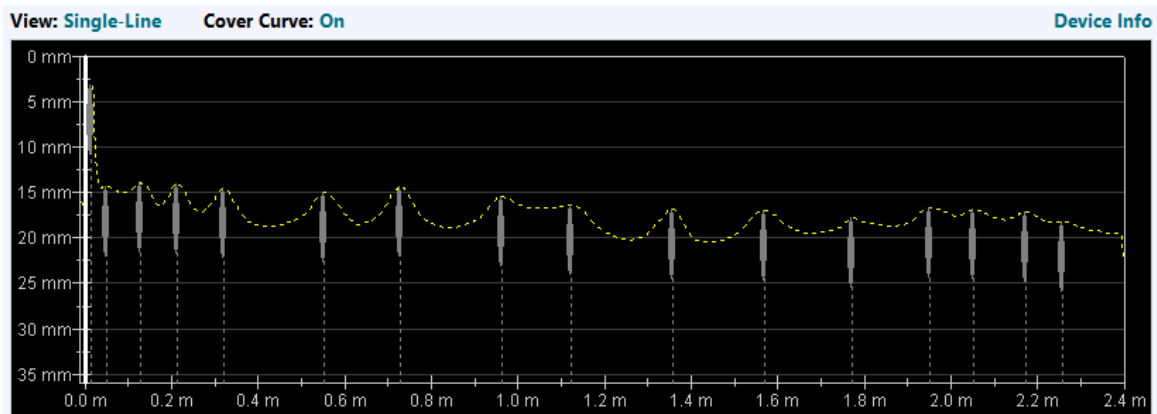
Na podstawie wykonanych pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmidta można przyjąć, że beton zastosowany w prefabrykowanych ram typu H posiada klasę **C40/50 (B50)**.

## b. Wyniki pomiarów skanów zbrojenia elementów żelbetowych i ich interpretacja

### Skan zbrojenia dla słupa



Skan.5.1. Skan zbrojenia słupa na krótszym boku

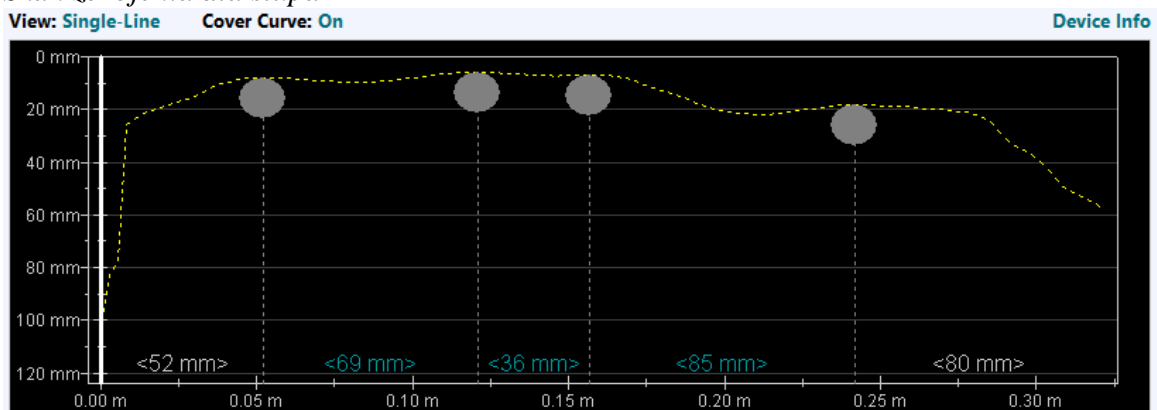


Skan.5.1.1. Skan zbrojenia słupa- strzemiona

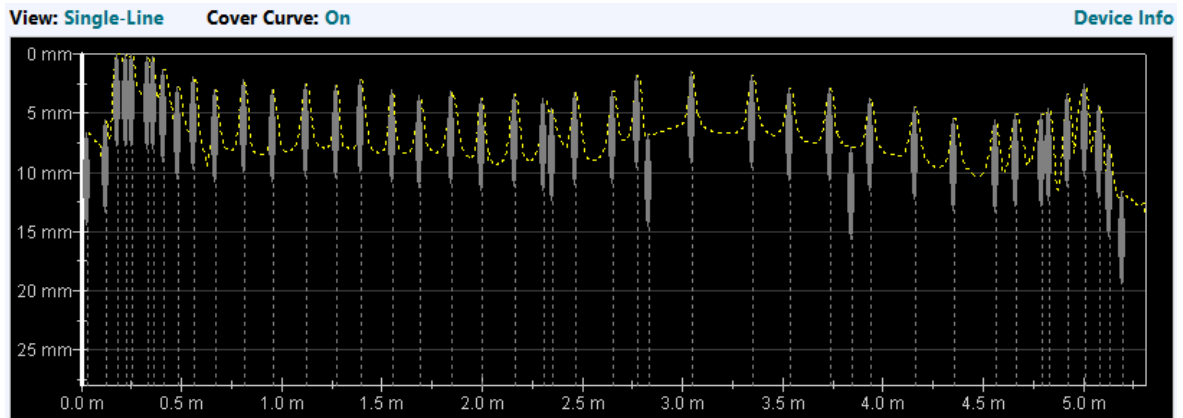
Rozpoznano zbrojenie słupa:

- 4 prętów na krótszym boku
- otulina zróżnicowana około 15mm do krawędzi strzemion 35mm do zbrojenia głównego

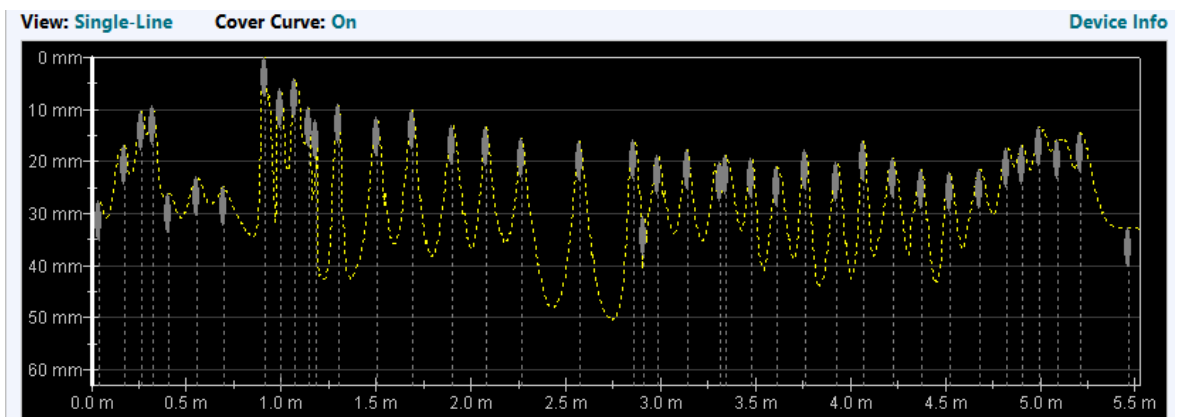
### Skan zbrojenia dla słupa



Skan.5.2. Skan zbrojenia belki dla przęsła skrajnego



Skan.5.2.1. Skan zbrojenia belki- strzemiona otulina dolna

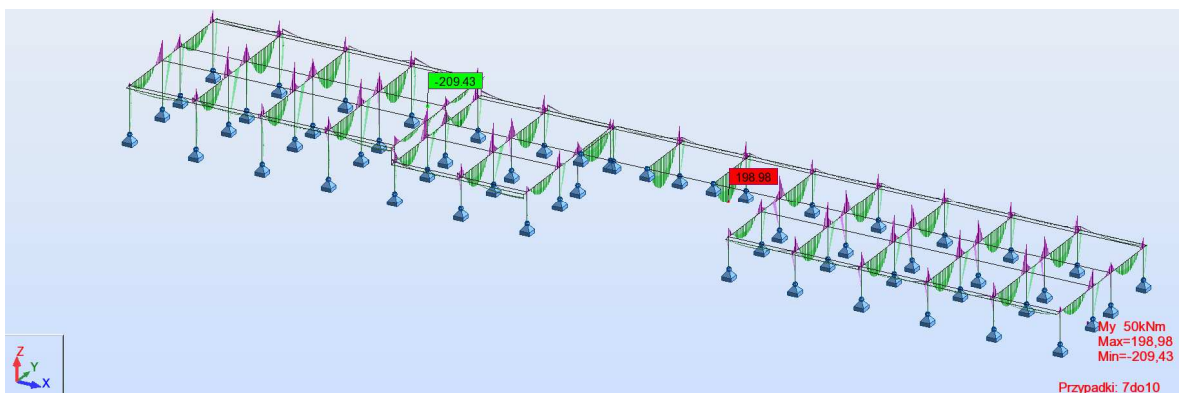


Skan.5.2.2. Skan zbrojenia belki- strzemiona otulina boczna

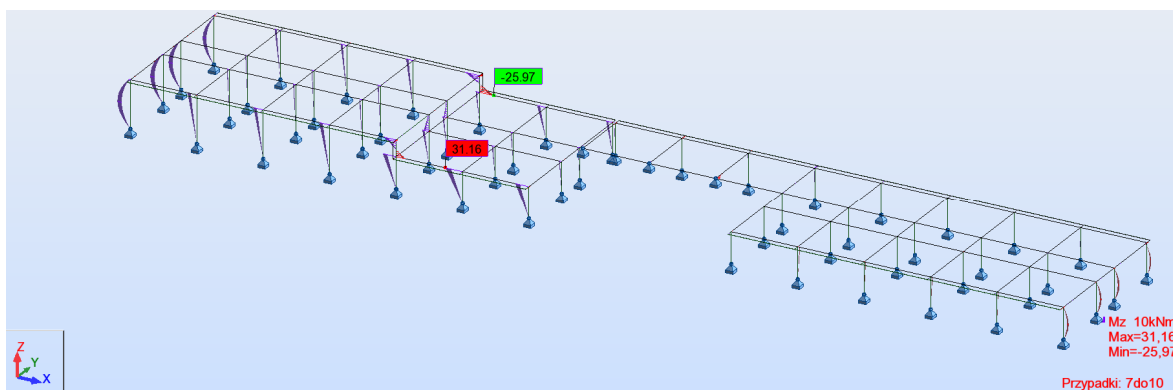
Rozpoznano zbrojenie dolne belki

- 4 pręty dla zbrojenia przęsłowego
- otulina zróżnicowana dla otuliny dolnej 0÷10mm, dla otuliny bocznej 0÷35mm

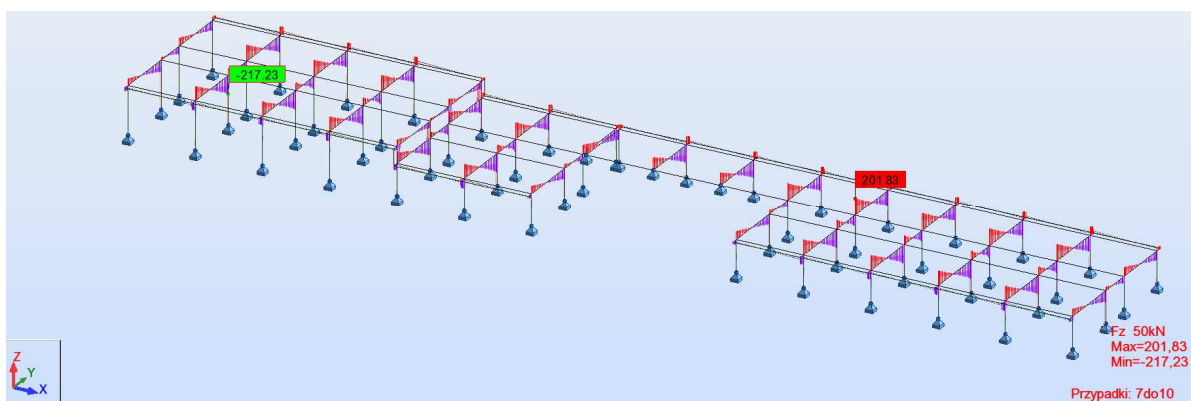
### c. Wyniki momentów zginających $M_y$ -y dla ram żelbetowych



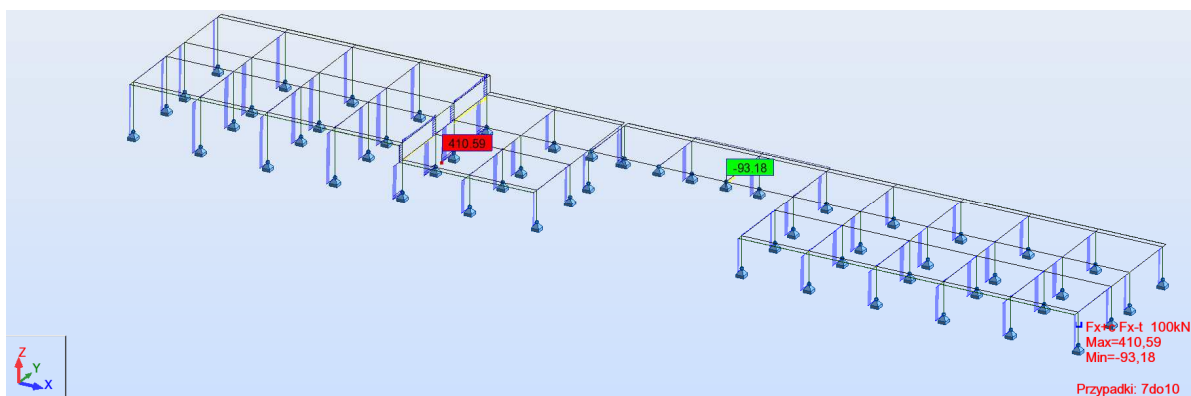
**d. Wykresy momentów zginających  $M_{z-z}$  dla ram żelbetowych**



**e. Wykresy sił ścinających  $F_z$  dla ram żelbetowych**



**f. Wykresy sił ściskających  $F_x$  dla ram żelbetowych**





**g. Zbiornicze zestawienie sił wymiarujących elementy ramy żelbetowej**

NR	ELEMENT	WYMIAR [cm]	FX [kN]	FY [kN]	MY [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
					PRZĘŚLOWY	PODPOROWY	
1	SŁUP						
S1.1	SKRAJNY	30x40	361	108,43	81,42		31,16
S1.2	ŚRODKOWY	30x55	410,59	81,89	147,09		23,54
3	BELKA						
B1.1	PRZĘŚŁO SKRAJNE	30x60	30,47	201,83	198,98	209,43	5,67
B1.2	PRZĘŚŁO ŚRODKOWE	30x40	26,33	145,79	17,25	119,72	1,74
B1.3	WSPORNIK	24x72	9,78	107,43	3,6	59,17	3,43
	WIENIEC						
W1.1	WIENIEC	24x72	31,33	31	34,21	49,03	1

**5.2.2.1 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla słupów skrajnych S\_1 części niższej**

Charakterystyki materiałów:

Beton	: C25/30	$f_{ck} = 25,00$ (MPa)
Zbrojenie podłużne:	: A-IIIN (B500SP)	$f_{yk} = 500,00$ (MPa)
Klasa ciągliwości	: B	
Zbrojenie poprzeczne:	: A-IIIN (B500SP)	$f_{yk} = 500,00$ (MPa)

Geometria:

Prostokąt 30,0 x 40,0 (cm)  
Otulina zbrojenia = 3,0 (cm)- zgodnie z założeniem projektowym

Opcje obliczeniowe:

Obliczenia wg normy	: PN-EN 1992-1-1:2008
Uwzględnienie smukłości	: tak
Ściskanie	: ze zginaniem
Klasa odporności ogniowej	: R 120

Wyniki obliczeniowe:

Mimośród  $e$  przekracza wartość  $0,15 \cdot b$ , dopuszczalną dla wybranej metody obliczeń odporności ogniowej (5.3.2(2))  
Nie spełnione wymagania dla odporności ogniowej R 120. Odporność obliczona R 96

**Współczynniki bezpieczeństwa  $R_d/E_d = 2,19 > 1,0$**

Odporność ogniowa

Obliczenia zgodnie z normą:	: PN-EN 1992-1-2:2008
Oszacowanie zgodnie z rozdziałem 5. Dane tabelaryczne.	
Ilość ścian narażonych na działanie ognia	: $> 1$
Współczynnik redukcji w sytuacji pożarowej	: 0.7
Metoda obliczeń	: A
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych	: $l_{0y,fi} = 3,10$ (m)
Współczynnik redukcji poziomego obciążenia	: $\mu_{fi} = 0,70$
Kombinacja dla współczynnika redukcji poziomego obciążenia	: $0.7 \cdot [KOMB1-SGN (A)]$
Stopień zbrojenia	: $\varpi = 0.312$
Ilość prętów głównych	: 10
$R_a = 1,6 \cdot (a \cdot 1000 - 30) = 28,06$	
$R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 18,24$	
$R_b = 90 \cdot b' = 30,86$	
$R_n = 12,00$	
$R_{\eta fi} = 83 \cdot (1 - \mu \cdot (1 + \varpi)) / (0.85 / acc + \varpi) = 17,40$	

**R = 96, R 96 < R 120**

**warunek nie spełniony**

### Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: KOMB1-SGN (A)

Siły przekrojowe:

Nsd = 304,87 (kN)      Msdy = -68,36 (kN\*m)      Msdz = -16,46 (kN\*m)

Siły wymiarujące: węzeł górny

N = 304,87 (kN)      N\*etotz = -70,73 (kN\*m)      N\*etoty = -16,46 (kN\*m)

Mimośród:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statyczny	eEd: -22,4 (cm)	-5,4 (cm)
imperfekcji	ei: 0,8 (cm)	0,0 (cm)
początkowy	e0: -21,6 (cm)	-5,4 (cm)
minimalny	emin: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
całkowity	etot: -23,2 (cm)	-5,4 (cm)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Y:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwna

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
3,10	3,10	26,85	30,16	Słup krępy

#### Analiza wyboczenia

M2 = 0,00 (kN\*m)

M1 = -68,36 (kN\*m)

Przypadek: przekrój na końcu słupa (węzeł górny), pominięcie wpływu smukłości

M0 = -68,36 (kN\*m)

ea =  $\theta_1 \cdot l_0 / 2 = 0,8$  (cm)

$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha \eta \cdot \alpha m = 0,01$

$\theta_0 = 0,01$

$\alpha h = 1,00$

$\alpha m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$

m = 1,00

Ma = N\*ea = 2,36 (kN\*m)

MEdmin = 6,10 (kN\*m)

M0Ed = max(MEdmin, M0 + Ma) = -70,73 (kN\*m)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Z:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwna

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
3,10	3,10	35,80	30,16	Słup smukły

#### Analiza wyboczenia

M2 = 0,00 (kN\*m)

M1 = -16,46 (kN\*m)

Przypadek: przekrój na końcu słupa (węzeł górny), pominięcie wpływu smukłości

M0 = -16,46 (kN\*m)

ea = 0,0 (cm)

Ma = N\*ea = 0,00 (kN\*m)

MEdmin = 6,10 (kN\*m)

M0Ed = max(MEdmin, M0 + Ma) = -16,46 (kN\*m)

### Zbrojenie:

rzeczywista powierzchnia

Asr = 15,39 (cm<sup>2</sup>)

Stopień zbrojenia:

$\rho = 1,28 \%$

### Pręty główne

10  $\phi 14$       l = 4,02 (m)

### **WNIOSEK:**

Rzeczywiste zbrojenie słupa zastosowane dla słupa skrajnego w postaci prętów prostych 4#14 (na krótszym boku słupa) i 1#14 na boku dłuższym wykonane zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji jest wystarczające do przeniesienia normatywnych

obciążeń stropodachu. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi  $R_d/E_d = 2,19 > 1.0$

Śłupy skrajne ram żelbetowych spełniają warunki konstrukcyjne ze względu na stan graniczny nośności i użyteczności. Biorąc pod uwagę warunki konstrukcyjne ze względu na wytyczne p.poż. wg norm Europejskich nie spełnione są warunki minimalnej grubości otulenia zbrojenia konstrukcyjnego. Wymagana grubość otuliny wynosi 45mm (otulina liczona do środka zbrojenia nośnego), w rzeczywistości zastosowana jest otulina 35mm co odpowiada odporności ogniowej R96. Należy zapewnić wymaganą otulinę zbrojenia słupów dla klasy R120 np. stosując torkretowanie słupów zaczynem cementowym lub przez zastosowanie płyt Promonta jako zabezpieczenie p.poż. słupów.

### 5.2.2.2 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla słupów skrajnych S\_1 części wyższej

#### Geometria:

Prostokąt 30,0 x 40,0 (cm)  
Wysokość: L = 5,06 (m)  
Otulina zbrojenia = 3,0 (cm) zgodnie z założeniami projektowymi

#### Opcje obliczeniowe:

Obliczenia wg normy : PN-EN 1992-1-1:2008  
Dyspozycje sejsmiczne : brak wymagań  
Uwzględnienie smukłości : tak  
Ściskanie : ze zginaniem  
Klasa odporności ogniowej : R 120

#### Wyniki obliczeniowe:

Mimośród  $e$  przekracza wartość  $0,15 \cdot b$ , dopuszczalną dla wybranej metody obliczeń odporności ogniowej (5.3.2(2))  
Nie spełnione wymagania dla odporności ogniowej R 120. Odporność obliczona R 73

**Współczynniki bezpieczeństwa  $R_d/E_d = 1,68 > 1.0$**

#### Odporność ogniowa

Obliczenia zgodnie z normą: : PN-EN 1992-1-2:2008  
Oszacowanie zgodnie z rozdziałem 5. Dane tabelaryczne.  
Ilość ścian narażonych na działanie ognia : >1  
Współczynnik redukcji w sytuacji pożarowej : 0.7  
Metoda obliczeń : A  
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych :  $l_{0y,fi} = 4,70$  (m)  
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych :  $l_{0z,fi} = 4,70$  (m)  
Współczynnik redukcyjny poziomu obciążenia :  $\mu_{fi} = 0,70$   
Kombinacja dla współczynnika redukcji poziomu obciążenia :  $0.7 \cdot [KOMB1-SGN (A)]$   
Stopień zbrojenia :  $\varpi = 0.312$   
Ilość prętów głównych : 10  
 $R_a = 1,6 \cdot (a \cdot 1000 - 30) = 28,06$   
 $R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 2,88$   
 $R_b = 90 \cdot b' = 30,86$   
 $R_n = 12,00$   
 $R_{nfi} = 83 \cdot (1 - \mu \cdot (1 + \varpi)) / (0.85 / acc + \varpi) = 17,40$

**R = 73, R 73 < R 120**

#### Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: KOMB1-SGN (C)  
Siły przekrojowe:  
Nsd = 331,79 (kN) Msdy = -51,25 (kN\*m) Msdz = -20,41 (kN\*m)  
Siły wymiarujące:

### przekrój środkowy słupa

N = 331,79 (kN)

N\*etotz = -62,28 (kN\*m) N\*etoty = -29,48 (kN\*m)

Mimośród:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statyczny	eEd: -15,4 (cm)	-6,2 (cm)
imperfekcji	ei: 1,1 (cm)	0,0 (cm)
początkowy	e0: -14,4 (cm)	-6,2 (cm)
minimalny	emin: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
całkowity	etot: -18,8 (cm)	-8,9 (cm)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Y:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	Słup smukły
4,70	4,70	40,70	28,91	

#### Analiza wyboczenia

M2 = 54,29 (kN\*m)

M1 = 0,00 (kN\*m)

Mmid = -51,25 (kN\*m)

Przypadek: przekrój środkowy słupa, uwzględnienie wpływu smukłości

M0 = -51,25 (kN\*m)

ea =  $\theta_1 \cdot l_0 / 2 = 1,1$  (cm)

$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,00$

$\theta_0 = 0,01$

$\alpha_h = 0,92$

$\alpha_m = (0,5(1+1/m))^{0,5} = 1,00$

m = 1,00

#### Metoda nominalnej sztywności

$$\left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,14$$

$\beta = 1,00$

Nb =  $(\pi^2 \cdot EJ) / l_0^2 = 2778,87$  (kN)

EJ =  $K_c \cdot E_{cd} \cdot J_c + K_s \cdot E_s \cdot J_s = 6219,63$  (kN\*m<sup>2</sup>)

$\varphi_{ef} = 2,84$

Jc = 160000,0 (cm<sup>4</sup>)

Js = 2886,9 (cm<sup>4</sup>)

Kc = 0,01 ()

Ks = 1,00 ()

MEdmin = 6,64 (kN\*m)

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed \min}; \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -62,28 \text{ (kN*m)}$$

### Analiza szczegółowa-Kierunek Z:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	Słup smukły
4,70	4,70	54,27	28,91	

#### Analiza wyboczenia

M2 = 0,00 (kN\*m)

M1 = -21,62 (kN\*m)

Mmid = -20,41 (kN\*m)

Przypadek: przekrój środkowy słupa, uwzględnienie wpływu smukłości

M0 = -20,41 (kN\*m)

ea = 0,0 (cm)

#### Metoda nominalnej sztywności

$$\left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,44$$

$\beta = 1,00$

Nb =  $(\pi^2 \cdot EJ) / l_0^2 = 1078,73$  (kN)

EJ =  $K_c \cdot E_{cd} \cdot J_c + K_s \cdot E_s \cdot J_s = 2414,40$  (kN\*m<sup>2</sup>)

$\varphi_{ef} = 2,84$

Jc = 90000,0 (cm<sup>4</sup>)

Js = 1040,0 (cm<sup>4</sup>)

$$\begin{aligned} K_c &= 0,01 () \\ K_s &= 1,00 () \\ M_{Edmin} &= 6,64 \text{ (kN*m)} \\ M_{Ed} &= \max \left\{ M_{Ed \min}; \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} \\ &= -29,48 \text{ (kN*m)} \end{aligned}$$

#### Zbrojenie:

Pręty główne 10  $\phi 14$   $l = 5,03$  (m)

#### **WNIOSEK:**

Rzeczywiste zbrojenie słupa zastosowane dla słupa skrajnego w postaci prętów prostych 4#14 (na krótszym boku słupa) i 1#14 na boku dłuższym wykonane zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji jest wystarczające do przeniesienia normatywnych obciążeń stropodachu. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi  $R_d/E_d = 1,68 > 1.0$

Słupy skrajne ram żelbetowych spełniają warunki konstrukcyjne ze względu na stan graniczny nośności i użytkowości. Biorąc pod uwagę warunki konstrukcyjne ze względu na wytyczne p.poż. wg norm Europejskich nie spełnione są warunki minimalnej grubości otulenia zbrojenia konstrukcyjnego. Wymagana grubość otuliny wynosi 50mm (otulina liczona do środka zbrojenia nośnego), w rzeczywistości zastosowana jest otulina 35mm co odpowiada odporności ogniowej R73. Należy zapewnić wymaganą otulinę zbrojenia słupów dla klasy R120 np. stosując torkretowanie słupów zaczynem cementowym lub przez zastosowanie płyt Promonta jako zabezpieczenie p.poż. słupów.

#### **5.2.2.3 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla słupów skrajnych w osi nr 5**

##### Geometria:

Prostokąt 30,0 x 40,0 (cm)  
Wysokość: L = 5,06 (m)  
Otulina zbrojenia = 3,0 (cm) zgodnie z założeniami projektowymi

##### Opcje obliczeniowe:

Obliczenia wg normy	: PN-EN 1992-1-1:2008
Dyspozycje sejsmiczne	: brak wymagań
Uwzględnienie smukłości	: tak
Ściskanie	: ze zginaniem
Klasa odporności ogniowej	: R 120

##### Wyniki obliczeniowe:

Mimośród  $e$  przekracza wartość  $0,15*b$ , dopuszczalną dla wybranej metody obliczeń odporności ogniowej (5.3.2(2))  
Nie spełnione wymagania dla odporności ogniowej R 120. Odporność obliczona R 73

**Współczynniki bezpieczeństwa  $R_d/E_d = 1,29 > 1.0$**

##### Odporność ogniowa

Obliczenia zgodnie z normą:	: PN-EN 1992-1-2:2008
Oszacowanie zgodnie z rozdziałem 5. Dane tabelaryczne.	
Ilość ścian narażonych na działanie ognia	: >1
Współczynnik redukcji w sytuacji pożarowej	: 0.7
Metoda obliczeń	: A
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych	: $l_{0y,fi} = 4,70$ (m)
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych	: $l_{0z,fi} = 4,70$ (m)



Współczynnik redukcyjny poziomu obciążenia :  $\mu_{fi} = 0,70$   
 Kombinacja dla współczynnika redukcji poziomu obciążenia :  $0.7 * [KOMB1-SGN (C)]$   
 Stopień zbrojenia :  $\varpi = 0.312$   
 Ilość prętów głównych : 10  
 $R_a = 1,6 * (a * 1000 - 30) = 28,06$   
 $R_l = 9,6 * (5 - l_{0,fi}) = 2,88$   
 $R_b = 90 * b' = 30,86$   
 $R_n = 12,00$   
 $R_{\eta fi} = 83 * (1 - \mu * (1 + \varpi)) / (0.85 / acc + \varpi) = 17,40$

**R = 73, R 73 < R 120**

### Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: KOMB1-SGN (C)

Siły przekrojowe:

Nsd = 361,39 (kN) Msdy = 76,85 (kN\*m) Msdz = 24,53 (kN\*m)

Siły wymiarujące:

przekrój środkowy słupa

N = 361,39 (kN) N\*etotz = 92,75 (kN\*m) N\*etoty = 36,67 (kN\*m)

Mimośród:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statyczny	eEd: 21,3 (cm)	6,8 (cm)
imperfekcji	ei: 1,1 (cm)	0,0 (cm)
początkowy	e0: 22,3 (cm)	6,8 (cm)
minimalny	emin: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
całkowity	etot: 25,7 (cm)	10,1 (cm)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Y:

### Analiza smukłości:

Konstrukcja nieprzesuwana

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	Słup smukły
4,70	4,70	40,70	27,70	

### Analiza wyboczenia

M2 = 0,00 (kN\*m) M1 = -81,42 (kN\*m) Mmid = 76,85 (kN\*m)

Przypadek: przekrój środkowy słupa, uwzględnienie wpływu smukłości

M0 = 76,85 (kN\*m)

ea =  $\theta_1 * l_0 / 2 = 1,1$  (cm)

$\theta_1 = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 0,00$

$\theta_0 = 0,01$

$\alpha_h = 0,92$

$\alpha_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$

m = 1,00

### Metoda nominalnej sztywności

$$\left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,15$$

$\beta = 1,00$

Nb =  $(\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 2796,64$  (kN)

EJ = Kc\*Ecd\*Jc+Ks\*Es\*Js = 6259,40 (kN\*m<sup>2</sup>)

$\varphi_{ef} = 2,84$

Jc = 160000,0 (cm<sup>4</sup>)

Js = 2886,9 (cm<sup>4</sup>)

Kc = 0,01 ()

Ks = 1,00 ()

MEdmin = 7,23 (kN\*m)

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed \min}; \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 92,75 \text{ (kN*m)}$$

## Analiza szczegółowa-Kierunek Z:

### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	Słup smukły
4,70	4,70	54,27	27,70	

### Analiza wyboczenia

M2 = 0,00 (kN\*m)

M1 = -26,30 (kN\*m)

Mmid = 24,53 (kN\*m)

Przypadek: przekrój środkowy słupa, uwzględnienie wpływu smukłości

M0 = 24,53 (kN\*m)

ea = 0,0 (cm)

### Metoda nominalnej sztywności

$$\left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,49$$

$\beta = 1,00$

$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 1092,06 \text{ (kN)}$

$EJ = K_c * E_{cd} * J_c + K_s * E_s * J_s = 2444,23 \text{ (kN*m}^2\text{)}$

$\phi_{ef} = 2,84$

$J_c = 90000,0 \text{ (cm}^4\text{)}$

$J_s = 1040,0 \text{ (cm}^4\text{)}$

$K_c = 0,02 \text{ ()}$

$K_s = 1,00 \text{ ()}$

MEdmin = 7,23 (kN\*m)

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed \min}; \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 36,67 \text{ (kN*m)}$$

### Zbrojenie:

Pręty główne 10  $\phi 14$

## **WNIOSEK:**

Rzeczywiste zbrojenie słupa zastosowane dla słupa skrajnego w postaci prętów prostych 4#14 (na krótszym boku słupa) i 1#14 na boku dłuższym wykonane zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji jest wystarczające do przeniesienia normatywnych obciążeń stropodachu. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi  $R_d/E_d = 1,29 > 1,0$

Słupy skrajne ram żelbetowych spełniają warunki konstrukcyjne ze względu na stan graniczny nośności i użytkowości. Biorąc pod uwagę warunki konstrukcyjne ze względu na wytyczne p.poż. wg norm Europejskich nie spełnione są warunki minimalnej grubości otulenia zbrojenia konstrukcyjnego. Wymagana grubość otuliny wynosi 50mm (otulina liczona do środka zbrojenia nośnego), w rzeczywistości zastosowana jest otulina 35mm co odpowiada odporności ogniowej R73. Należy zapewnić wymaganą otulinę zbrojenia słupów dla klasy R120 np. stosując torkretowanie słupów zaczynem cementowym lub przez zastosowanie płyt Promonta jako zabezpieczenie p.poż. słupów.

#### 5.2.2.4 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla słupów środkowych S\_2- część niższa

##### Geometria:

Prostokąt 30,0 x 55,0 (cm)  
Wysokość: L = 3,40 (m)  
Otulina zbrojenia = 3,0 (cm)

##### Opcje obliczeniowe:

Obliczenia wg normy : PN-EN 1992-1-1:2008  
Uwzględnienie smukłości : tak  
Ściskanie : ze zginaniem  
Klasa odporności ogniowej : R 120

##### Wyniki obliczeniowe:

Mimośród e przekracza wartość  $0,15 \cdot b$ , dopuszczalną dla wybranej metody obliczeń  
odporności ogniowej (5.3.2(2))  
Nie spełnione wymagania dla odporności ogniowej R 120. Odporność obliczona R 102

**Współczynniki bezpieczeństwa  $R_d/E_d = 1,88 > 1.0$**

##### Odporność ogniowa

Obliczenia zgodnie z normą: : PN-EN 1992-1-2:2008  
Oszacowanie zgodnie z rozdziałem 5. Dane tabelaryczne.  
Ilość ścian narażonych na działanie ognia : >1  
Współczynnik redukcji w sytuacji pożarowej : 0.7  
Metoda obliczeń : A  
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych :  $l_{0y,fi} = 3,10$  (m)  
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych :  $l_{0z,fi} = 0,00$  (m)  
Współczynnik redukcyjny poziomu obciążenia :  $\mu_{fi} = 0,70$   
Kombinacja dla współczynnika redukcji poziomu obciążenia :  $0.7 \cdot [KOMB1-SGN (A)]$   
Stopień zbrojenia :  $\varpi = 0.227$   
Ilość prętów głównych : 10  
 $R_a = 1,6 \cdot (a \cdot 1000 - 30) = 28,06$   
 $R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 18,24$   
 $R_b = 90 \cdot b' = 34,94$   
 $R_n = 12,00$   
 $R_{\eta fi} = 83 \cdot (1 - \mu \cdot (1 + \varpi)) / (0.85 / acc + \varpi) = 16,81$

**R = 102, R 102 < R 120**

##### Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: KOMB1-SGN (A)

Siły przekrojowe:

Nsd = 332,90 (kN) Msdy = -141,16 (kN\*m) Msdz = -6,48 (kN\*m)

Siły wymiarujące:

węzeł górny

N = 332,90 (kN) N\*etotz = -143,74 (kN\*m) N\*etoty = -6,66 (kN\*m)

Mimośród:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statyczny	eEd: -42,4 (cm)	-1,9 (cm)
imperfekcji	ei: 0,8 (cm)	0,0 (cm)
początkowy	e0: -41,6 (cm)	-1,9 (cm)
minimalny	emin: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
całkowity	etot: -43,2 (cm)	-2,0 (cm)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Y:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
3,10	3,10	19,52	32,26	Słup krępy

#### Analiza wyboczenia

$$M2 = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -141,16 \text{ (kN*m)}$$

Przypadek: przekrój na końcu słupa (węzeł górny), pominięcie wpływu smukłości

$$M0 = -141,16 \text{ (kN*m)}$$

$$ea = \theta1 * lo / 2 = 0,8 \text{ (cm)}$$

$$\theta1 = \theta0 * \alpha\eta * \alpha m = 0,01$$

$$\theta0 = 0,01$$

$$\alpha h = 1,00$$

$$\alpha m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$$

$$m = 1,00$$

$$Ma = N * ea = 2,58 \text{ (kN*m)}$$

$$ME_{dmin} = 6,66 \text{ (kN*m)}$$

$$M0Ed = \max(ME_{dmin}, M0 + Ma) = -143,74 \text{ (kN*m)}$$

### Analiza szczegółowa-Kierunek Z:

$$M2 = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$M1 = -6,48 \text{ (kN*m)}$$

Przypadek: przekrój na końcu słupa (węzeł górny), pominięcie wpływu smukłości

$$M0 = -6,48 \text{ (kN*m)}$$

$$ea = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$Ma = N * ea = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$ME_{dmin} = 6,66 \text{ (kN*m)}$$

$$M0Ed = \max(ME_{dmin}, M0 + Ma) = -6,66 \text{ (kN*m)}$$

### Zbrojenie:

Pręty główne 10  $\phi 14$

### **WNIOSEK:**

Rzeczywiste zbrojenie słupa zastosowane dla słupa skrajnego w postaci prętów prostych 4#14 (na krótszym boku słupa) i 1#14 na boku dłuższym wykonane zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji jest wystarczające do przeniesienia normatywnych obciążeń stropodachu. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi  $Rd/Ed = 1,88 > 1,0$

Słupy skrajne ram żelbetowych spełniają warunki konstrukcyjne ze względu na stan graniczny nośności i użytkowości. Biorąc pod uwagę warunki konstrukcyjne ze względu na wytyczne p.poż. wg norm Europejskich nie spełnione są warunki minimalnej grubości otulenia zbrojenia konstrukcyjnego. Wymagana grubość otuliny wynosi 45mm (otulina liczona do środka zbrojenia nośnego), w rzeczywistości zastosowana jest otulina 35mm co odpowiada odporności ogniowej R102. Należy zapewnić wymaganą otulinę zbrojenia słupów dla klasy R120 np. stosując torkretowanie słupów zaczynem cementowym lub przez zastosowanie płyt Promonta jako zabezpieczenie p.poż. słupów.

### 5.2.2.5 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla słupów środkowych S\_2- część wyższa

#### Geometria:

Prostokąt 30,0 x 55,0 (cm)	
Wysokość: L	= 5,00 (m)
Grubość płyty	= 0,00 (m)
Wysokość belki	= 0,60 (m)
Otulina zbrojenia	= 3,0 (cm)

#### Opcje obliczeniowe:

Obliczenia wg normy	: PN-EN 1992-1-1:2008
Dyspozycje sejsmiczne	: brak wymagań
Słup prefabrykowany	: nie
Prewymiarowanie	: nie
Uwzględnienie smukłości	: tak
Ściskanie	: ze zginaniem
Strzemiona	: do belki
Więcej niż 50 % obciążeń przyłożonych: po 90 dni	
Klasa odporności ogniowej	: R 120

#### Wyniki obliczeniowe:

Mimośród  $e$  przekracza wartość  $0,15 \cdot b$ , dopuszczalną dla wybranej metody obliczeń odporności ogniowej (5.3.2(2))

Nie spełnione wymagania dla odporności ogniowej R 120. Odporność obliczona R 78

**Współczynniki bezpieczeństwa  $R_d/E_d = 1,72 > 1.0$**

#### Odporność ogniowa

Obliczenia zgodnie z normą:	: PN-EN 1992-1-2:2008
Oszacowanie zgodnie z rozdziałem 5. Dane tabelaryczne.	
Ilość ścian narażonych na działanie ognia	: >1
Współczynnik redukcji w sytuacji pożarowej	: 0.7
Metoda obliczeń	: A
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych	: $l_{0y,fi} = 4,70$ (m)
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych	: $l_{0z,fi} = 4,70$ (m)
Współczynnik redukcji poziomu obciążenia	: $\mu_{fi} = 0,70$
Kombinacja dla współczynnika redukcji poziomu obciążenia	: $0.7 \cdot [KOMB1-SGN (A)]$
Stopień zbrojenia	: $\varpi = 0.227$
Ilość prętów głównych	: 10
$R_a = 1,6 \cdot (a \cdot 1000 - 30) = 28,06$	
$R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 2,88$	
$R_b = 90 \cdot b' = 34,94$	
$R_n = 12,00$	
$R_{\eta fi} = 83 \cdot (1 - \mu \cdot (1 + \varpi)) / (0.85 / acc + \varpi) = 16,81$	

**R = 78, R 78 < R 120**

#### Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: KOMB1-SGN (A)

Siły przekrojowe:

Nsd = 189,92 (kN)      Msdy = -130,08 (kN\*m)      Msdz = -2,29 (kN\*m)

Siły wymiarujące:

węzeł górny

N = 189,92 (kN)      N\*etotz = -132,14 (kN\*m) N\*etoty = -3,80 (kN\*m)

Mimośród:      ez (My/N)      ey (Mz/N)

statyczny      eEd: -68,5 (cm)      -1,2 (cm)

imperfekcji      ei: 1,1 (cm)      0,0 (cm)

początkowy      e0: -67,4 (cm)      -1,2 (cm)



minimalny	emin: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
całkowity	etot: -69,6 (cm)	-2,0 (cm)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Y:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana				
L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
4,70	4,70	29,60	42,71	Słup krępy

#### Analiza wyboczenia

$M2 = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M1 = -130,08 \text{ (kN*m)}$   
 Przypadek: przekrój na końcu słupa (węzeł górny), pominięcie wpływu smukłości  
 $M0 = -130,08 \text{ (kN*m)}$   
 $ea = \theta_1 \cdot l_0 / 2 = 1,1 \text{ (cm)}$   
 $\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha \eta \cdot \alpha m = 0,00$   
 $\theta_0 = 0,01$   
 $\alpha h = 0,92$   
 $\alpha m = (0,5(1+1/m))^0.5 = 1,00$   
 $m = 1,00$   
 $Ma = N \cdot ea = 2,06 \text{ (kN*m)}$   
 $ME_{dmin} = 3,80 \text{ (kN*m)}$   
 $M0Ed = \max(ME_{dmin}, M0 + Ma) = -132,14 \text{ (kN*m)}$

### Analiza szczegółowa-Kierunek Z:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana				
L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
4,70	4,70	54,27	42,71	Słup smukły

#### Analiza wyboczenia

$M2 = 0,00 \text{ (kN*m)}$   $M1 = -2,29 \text{ (kN*m)}$   
 Przypadek: przekrój na końcu słupa (węzeł górny), pominięcie wpływu smukłości  
 $M0 = -2,29 \text{ (kN*m)}$   
 $ea = 0,0 \text{ (cm)}$   
 $Ma = N \cdot ea = 0,00 \text{ (kN*m)}$   
 $ME_{dmin} = 3,80 \text{ (kN*m)}$   
 $M0Ed = \max(ME_{dmin}, M0 + Ma) = -3,80 \text{ (kN*m)}$

### Zbrojenie:

Pręty główne 10  $\phi 14$

### **WNIOSEK:**

Rzeczywiste zbrojenie słupa zastosowane dla słupa skrajnego w postaci prętów prostych 4#14 (na krótszym boku słupa) i 1#14 na boku dłuższym wykonane zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji jest wystarczające do przeniesienia normatywnych obciążeń stropodachu. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi  $Rd/Ed = 1,72 > 1.0$

Słupy skrajne ram żelbetowych spełniają warunki konstrukcyjne ze względu na stan graniczny nośności i użytkowości. Biorąc pod uwagę warunki konstrukcyjne ze względu na wytyczne p.poż. wg norm Europejskich nie spełnione są warunki minimalnej grubości otulenia zbrojenia konstrukcyjnego. Wymagana grubość otuliny wynosi 45mm (otulina liczona do środka zbrojenia nośnego), w rzeczywistości zastosowana jest otulina 35mm co odpowiada odporności ogniowej R78. Należy zapewnić wymaganą otulinę zbrojenia słupów dla klasy R120 np. stosując torkretowanie słupów zaczynem cementowym lub przez zastosowanie płyt Promonta jako zabezpieczenie p.poż. słupów.

### 5.2.2.6 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla słupów środkowych S\_2- w osi 5

#### Geometria:

Prostokąt 30,0 x 55,0 (cm)  
Wysokość: L = 4,90 (m)  
Otulina zbrojenia = 3,0 (cm)

#### Opcje obliczeniowe:

Obliczenia wg normy : PN-EN 1992-1-1:2008  
Dyspozycje sejsmiczne : brak wymagań  
Słup prefabrykowany : nie  
Prewymiarowanie : nie  
Uwzględnienie smukłości : tak  
Ściskanie : ze zginaniem  
Strzemiona : do belki  
Więcej niż 50 % obciążeń przyłożonych: po 90 dniu  
Klasa odporności ogniowej : R 120

#### Wyniki obliczeniowe:

Mimośród  $e$  przekracza wartość  $0,15 \cdot b$ , dopuszczalną dla wybranej metody obliczeń odporności ogniowej (5.3.2(2))

Nie spełnione wymagania dla odporności ogniowej R 120. Odporność obliczona R 78

**Współczynniki bezpieczeństwa  $R_d/E_d = 2,11 > 1,0$**

#### Odporność ogniowa

Obliczenia zgodnie z normą: : PN-EN 1992-1-2:2008  
Oszacowanie zgodnie z rozdziałem 5. Dane tabelaryczne.  
Ilość ścian narażonych na działanie ognia : >1  
Współczynnik redukcji w sytuacji pożarowej : 0.7  
Metoda obliczeń : A  
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych :  $l_{0y,fi} = 4,70$  (m)  
Długość efektywna słupa w warunkach pożarowych :  $l_{0z,fi} = 4,70$  (m)  
Współczynnik redukcyjny poziomu obciążenia :  $\mu_{fi} = 0,70$   
Kombinacja dla współczynnika redukcji poziomu obciążenia :  $0.7 \cdot [KOMB1-SGN (A)]$   
Stopień zbrojenia :  $\varpi = 0.227$   
Ilość prętów głównych : 10  
 $R_a = 1,6 \cdot (a \cdot 1000 - 30) = 28,06$   
 $R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 2,88$   
 $R_b = 90 \cdot b' = 34,94$   
 $R_n = 12,00$   
 $R_{\eta fi} = 83 \cdot (1 - \mu \cdot (1 + \varpi)) / (0.85 / acc + \varpi) = 16,81$   
 $R = 78, R_{78} < R_{120}$

#### Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: KOMB1-SGN (C)

Siły przekrojowe:

Nsd = 394,55 (kN) Msdy = -95,92 (kN\*m) Msdz = -10,19 (kN\*m)

Siły wymiarujące:

przekrój środkowy słupa

N = 394,55 (kN) N\*etotz = -100,20 (kN\*m) N\*etoty = -15,81 (kN\*m)

Mimośród:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statyczny	eEd: -24,3 (cm)	-2,6 (cm)
imperfekcji	ei: 1,1 (cm)	0,0 (cm)
początkowy	e0: -23,2 (cm)	-2,6 (cm)
minimalny	emin: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
całkowity	etot: -25,4 (cm)	-4,0 (cm)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Y:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
4,70	4,70	29,60	29,63	Słup krępy

#### Analiza wyboczenia

M2 = 0,00 (kN\*m) M1 = -61,47 (kN\*m) Mmid = -95,92 (kN\*m)

Przypadek: przekrój środkowy słupa, pominięcie wpływu smukłości

M0 = -95,92 (kN\*m)

ea =  $\theta_1 \cdot l_0 / 2 = 1,1$  (cm)

$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha \eta \cdot \alpha m = 0,00$

$\theta_0 = 0,01$

$\alpha h = 0,92$

$\alpha m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$

m = 1,00

Ma = N\*ea = 4,28 (kN\*m)

MEdmin = 7,89 (kN\*m)

MOEd = max(MEdmin, M0 + Ma) = -100,20 (kN\*m)

### Analiza szczegółowa-Kierunek Z:

#### Analiza smukłości

Konstrukcja nieprzesuwana

L (m)	Lo (m)	$\lambda$	$\lambda_{lim}$	
4,70	4,70	54,27	29,63	Słup smukły

#### Analiza wyboczenia

M2 = 0,00 (kN\*m) M1 = -0,85 (kN\*m) Mmid = -10,19 (kN\*m)

Przypadek: przekrój środkowy słupa, uwzględnienie wpływu smukłości

M0 = -10,19 (kN\*m)

ea = 0,0 (cm)

#### Metoda nominalnej sztywności

$$\left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,55$$

$\beta = 1,00$

Nb =  $(\pi^2 \cdot EJ) / l_0^2 = 1109,68$  (kN)

EJ = Kc\*Ecd\*Jc+Ks\*Es\*Js = 2483,68 (kN\*m<sup>2</sup>)

$\phi_{ef} = 2,79$

Jc = 123750,0 (cm<sup>4</sup>)

Js = 1040,0 (cm<sup>4</sup>)

Kc = 0,01 ()

Ks = 1,00 ()

MEdmin = 7,89 (kN\*m)

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Ed \min} ; \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -15,81 \text{ (kN*m)}$$

#### Zbrojenie:

Pręty główne 10  $\phi 14$

### **WNIOSEK:**

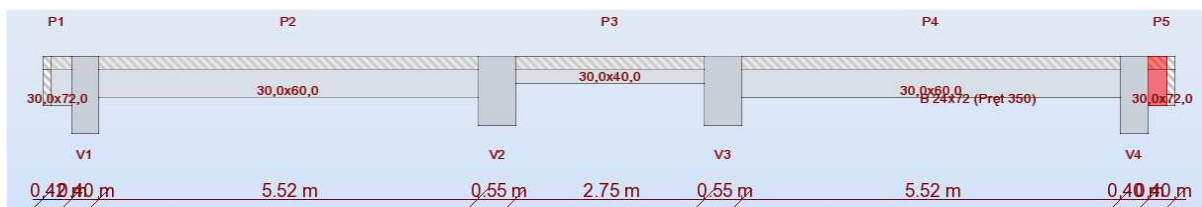
Rzeczywiste zbrojenie słupa zastosowane dla słupa skrajnego w postaci prętów prostych 4#14 (na krótszym boku słupa) i 1#14 na boku dłuższym wykonane zgodnie z projektem wykonawczym konstrukcji jest wystarczające do przeniesienia normatywnych obciążeń stropodachu. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi  $Rd/Ed = 2,11 > 1.0$

Słupy skrajne ram żelbetowych spełniają warunki konstrukcyjne ze względu na stan graniczny nośności i użyteczności. Biorąc pod uwagę warunki konstrukcyjne ze względu na wytyczne p.poż. wg norm Europejskich nie spełnione są warunki minimalnej grubości otulenia zbrojenia konstrukcyjnego. Wymagana grubość otuliny wynosi 45mm (otulina

liczona do środka zbrojenia nośnego), w rzeczywistości zastosowana jest otulina 35mm co odpowiada odporności ogniowej R78. Należy zapewnić wymaganą otulinę zbrojenia słupów dla klasy R120 np. stosując torkretowanie słupów zaczynem cementowym lub przez zastosowanie płyt Promonta jako zabezpieczenie p.poż. słupów.

### 5.2.2.7 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla rygli ramy żelbetowej 30x40/30x60cm

#### Geometria:



#### P1 Wspornik L

30,0 x 72,0 (cm)  
Lewa płyta 20,0  
Prawa płyta 20,0

#### P2 Przęsłowe

Rozpiętość obliczeniowa:  $L_o = 6,00$  (m)  
30,0 x 60,0, Przesunięcie  
Lewa płyta 20,0 + 0,0 od 0,0 (cm)  
Prawa płyta 20,0 + 0,0 od 0,0 (cm)

#### P3 Przęsłowe

Rozpiętość obliczeniowa:  $L_o = 3,30$  (m)  
30,0 x 40,0,  
Lewa płyta 20,0  
Prawa płyta 20,0

#### P4 Przęsłowe

30,0 x 60,0  
Lewa płyta 20,0  
Prawa płyta 20,0

#### P5 Wspornik P

Rozpiętość obliczeniowa:  $L_o = 0,60$  (m)  
Przekrój 30,0 x 72,0  
Lewa płyta 20,0  
Prawa płyta 20,0

#### Belki dochodzące:

B 24x72  
B 24x72

#### Opcje obliczeniowe:

Obliczenia wg normy	: PN-EN 1992-1-1:2008	
Otulina zbrojenia	: dolna	$c = 2,0$ (cm)
	: boczna	$c_1 = 2,0$ (cm)
	: górna	$c_2 = 2,0$ (cm)
Odchyłki otuliny	: $C_{dev} = 1,0$ (cm), $C_{dur} = 0,0$ (cm)	

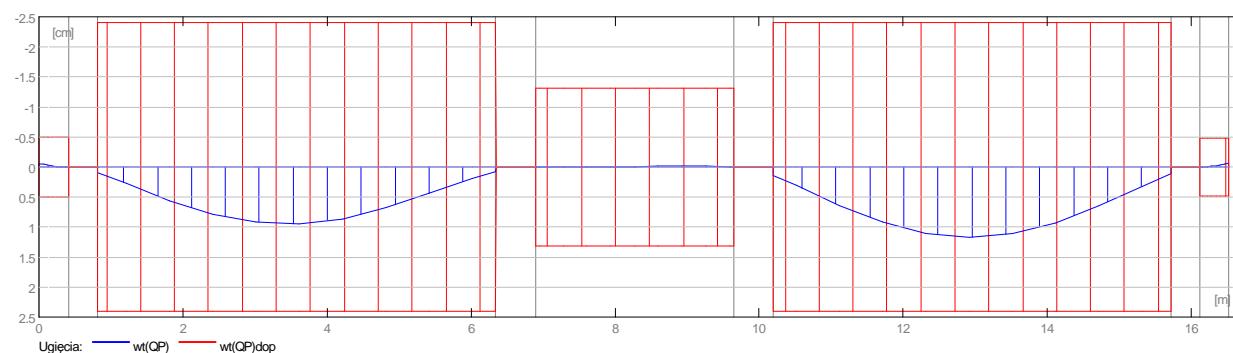
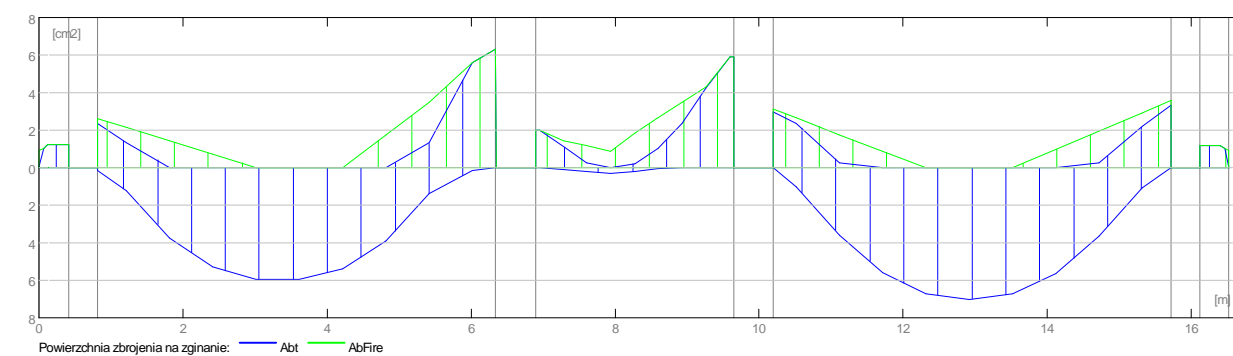
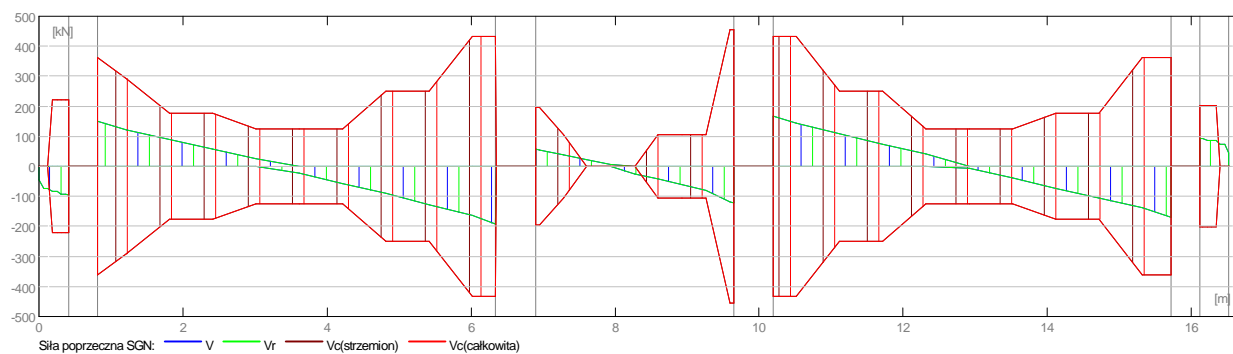
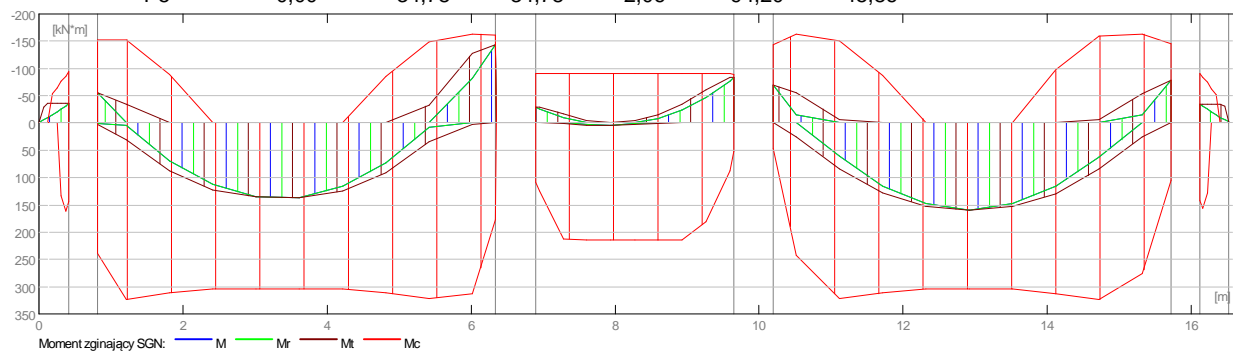
Otulina 3,0cm przyjęta zgodnie z projektem konstrukcji

## Wyniki obliczeniowe:

### Otulina nie spełnia warunków ognioodporności

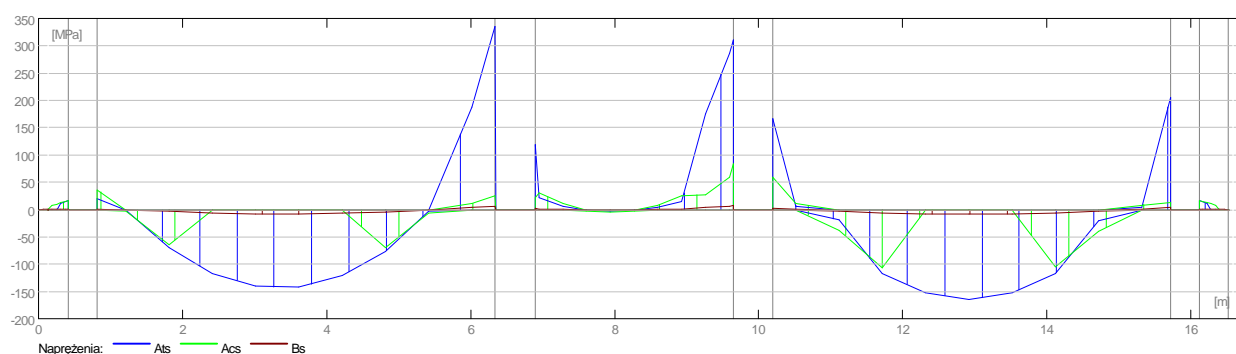
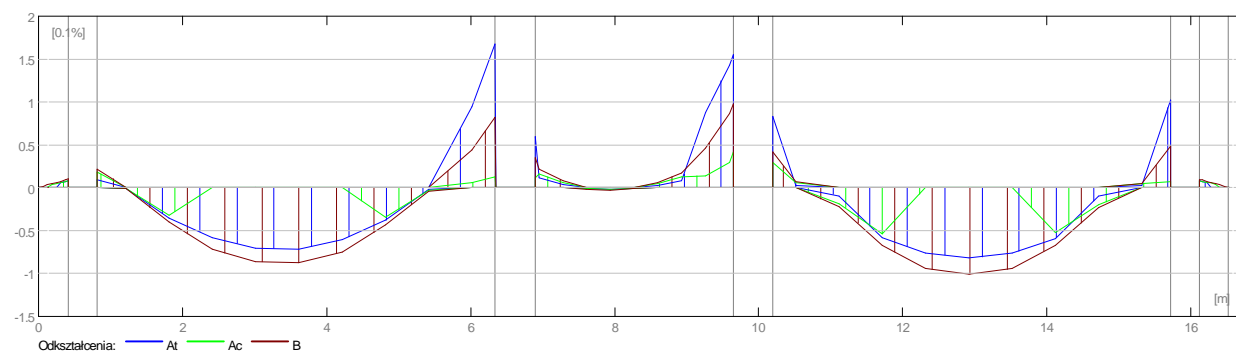
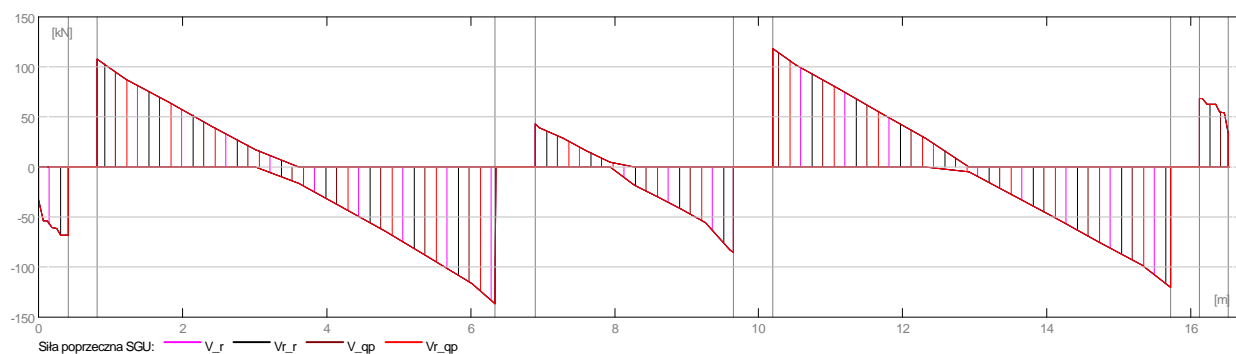
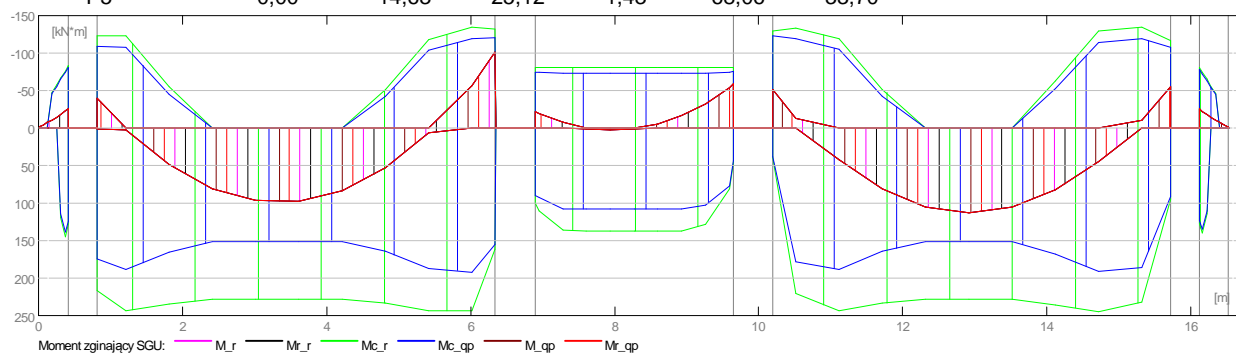
## Oddziaływania w SGN

Przęsłowe	Mt maks (kN*m)	Mt min (kN*m)	MI (kN*m)	Mp (kN*m)	QI (kN)	Qp (kN)
P1	0,00	-35,67	-1,23	-35,67	-44,67	-94,75
P2	136,49	-0,00	-55,62	-144,03	150,63	-192,94
P3	4,58	-34,90	-29,45	-83,81	59,15	-122,49
P4	159,03	-0,00	-69,85	-78,13	165,10	-168,62
P5	0,00	-34,78	-34,78	-2,06	94,20	45,86



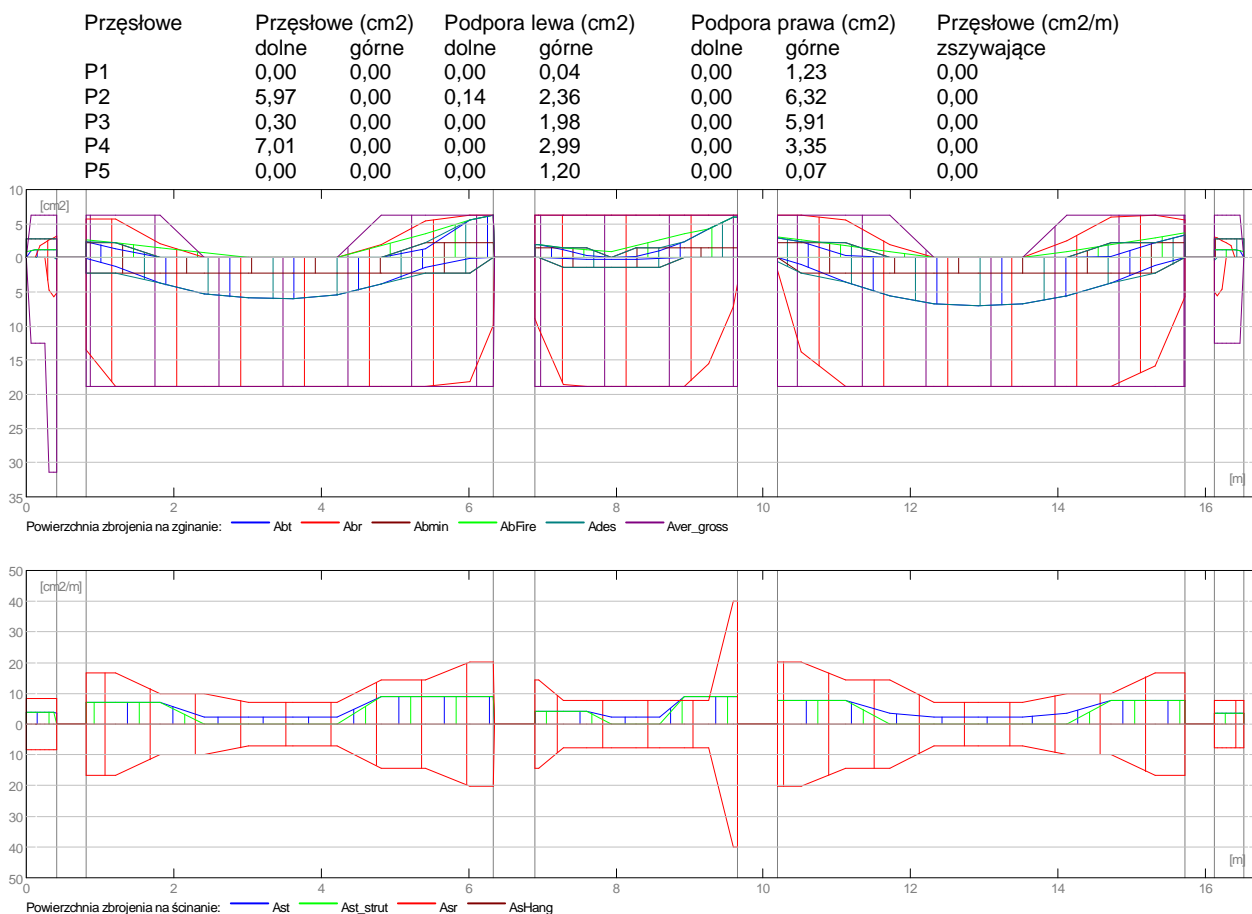
## Oddziaływania w SGU

Przęsłowe	Mt maks (kN*m)	Mt min (kN*m)	MI (kN*m)	Mp (kN*m)	Ql (kN*m)	Qp (kN)	(kN)
P1	0,00	-18,31	-0,87	-25,81	-32,91	-68,46	
P2	97,56	0,00	-40,23	-100,77	107,76	-136,65	
P3	2,96	-16,35	-22,15	-58,39	43,09	-85,93	
P4	112,61	0,00	-51,33	-55,31	118,10	-119,73	
P5	0,00	-14,63	-25,12	-1,43	68,06	33,70	





## Teoretyczna powierzchnia zbrojenia



## Ugięcie i zarysowanie

wt(QP) całkowite od kombinacji quasi-permanentnej  
wt(QP)dop dopuszczalne od kombinacji quasi-permanentnej  
Dwt(QP) przyrost ugięć od obciążeń kombinacji prawie-stalej po wzniesieniu konstrukcji  
Dwt(QP)dop dopuszczalny przyrost ugięć od obciążeń kombinacji prawie-stalej po wzniesieniu konstrukcji  
wk - szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi elementu

Przęsłowe	wt(QP) (cm)	wt(QP)dop (cm)	Dwt(QP) (cm)	Dwt(QP)dop (cm)	wk (mm)
P1	-0,1	0,5	-0,0	0,0	0,0
P2	0,9	2,4	0,5	0,0	0,5
P3	-0,0	1,3	-0,0	0,0	0,4
P4	1,2	2,4	0,8	0,0	0,4
P5	-0,1	0,5	-0,0	0,0	0,0

## Wyniki teoretyczne - szczegółowe:

### Wspornik L od 0,00 do 0,42 (m)

Odcięta (m)	SGN		SGU		A dolne (cm <sup>2</sup> )	A górne (cm <sup>2</sup> )
	M maks (kN*m)	M min (kN*m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)		
0,00	0,00	-1,23	0,00	-0,87	0,00	0,04
0,06	0,00	-29,40	0,00	-3,78	0,00	1,02
0,12	0,00	-35,26	0,00	-7,12	0,00	1,22
0,19	0,00	-35,67	0,00	-10,58	0,00	1,23
0,25	0,00	-35,67	0,00	-14,37	0,00	1,23
0,31	0,00	-35,67	0,00	-18,31	0,00	1,23
0,37	0,00	-35,67	0,00	-22,53	0,00	1,23
0,42	0,00	-35,67	0,00	-25,81	0,00	1,23

**P2 : Przęsłowe od 0,82 do 6,34 (m)**

Odcięta (m)	SGN		SGU		A dolne (cm <sup>2</sup> )	A górne (cm <sup>2</sup> )
	M maks (kN*m)	M min (kN*m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)		
0,82	3,25	-55,62	0,83	-40,23	0,14	2,36
1,22	30,68	-33,79	2,49	0,00	1,23	1,35
1,82	86,89	-0,00	48,94	0,00	3,74	0,00
2,42	121,85	-0,00	80,16	0,00	5,30	0,00
3,02	135,72	-0,00	96,38	0,00	5,94	0,00
3,62	136,49	-0,00	97,56	0,00	5,97	0,00
4,22	124,07	-0,00	82,97	0,00	5,40	0,00
4,82	90,25	-0,00	52,89	0,00	3,89	0,00
5,42	34,25	-32,82	6,83	0,00	1,37	1,31
6,02	3,19	-128,14	0,00	-56,15	0,13	5,60
6,34	0,00	-144,03	0,00	-100,77	0,00	6,32

**P3 : Przęsłowe od 6,89 do 9,64 (m)**

Odcięta (m)	SGN		SGU		A dolne (cm <sup>2</sup> )	A górne (cm <sup>2</sup> )
	M maks (kN*m)	M min (kN*m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)		
6,89	0,00	-29,45	0,00	-22,15	0,00	1,98
6,95	0,00	-29,45	0,00	-19,12	0,00	1,98
7,28	1,52	-17,12	0,00	-7,40	0,10	1,13
7,61	3,82	-4,54	1,54	-0,14	0,23	0,27
7,94	4,58	-0,00	2,96	0,00	0,30	0,00
8,27	3,14	-3,85	1,22	0,00	0,19	0,23
8,60	0,86	-15,64	0,00	-5,32	0,06	1,03
8,93	0,00	-34,90	0,00	-16,35	0,00	2,36
9,26	0,00	-61,28	0,00	-32,23	0,00	4,23
9,59	0,00	-83,81	0,00	-53,35	0,00	5,91
9,64	0,00	-83,81	0,00	-58,39	0,00	5,91

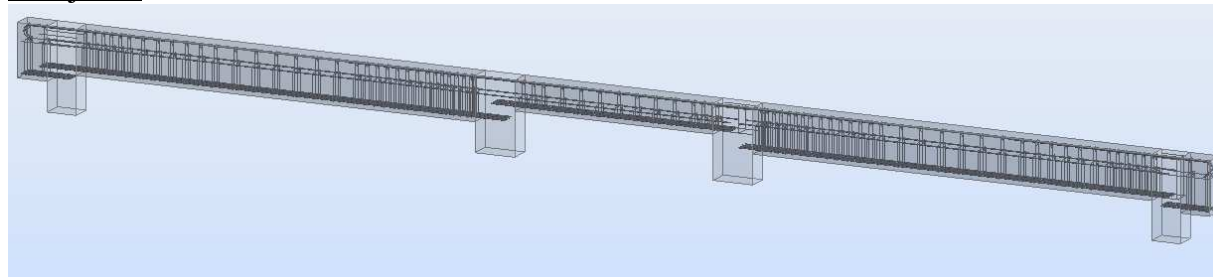
**P4 : Przęsłowe od 10,19 do 15,72 (m)**

Odcięta (m)	SGN		SGU		A dolne (cm <sup>2</sup> )	A górne (cm <sup>2</sup> )
	M maks (kN*m)	M min (kN*m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)		
10,19	0,00	-69,85	0,00	-51,33	0,00	2,99
10,52	24,80	-56,17	0,00	-12,55	1,03	2,35
11,12	83,22	-6,32	42,40	0,00	3,57	0,26
11,72	128,68	-0,00	81,25	0,00	5,61	0,00
12,32	152,47	-0,00	104,57	0,00	6,71	0,00
12,92	159,03	-0,00	112,61	0,00	7,01	0,00
13,52	152,53	-0,00	105,02	0,00	6,71	0,00
14,12	129,10	-0,00	82,46	0,00	5,63	0,00
14,72	84,58	-5,88	44,87	0,00	3,63	0,25
15,32	25,55	-53,17	0,00	-10,07	1,05	2,21
15,72	0,00	-78,13	0,00	-55,31	0,00	3,35

**P5 : Wspornik P od 16,12 do 16,52 (m)**

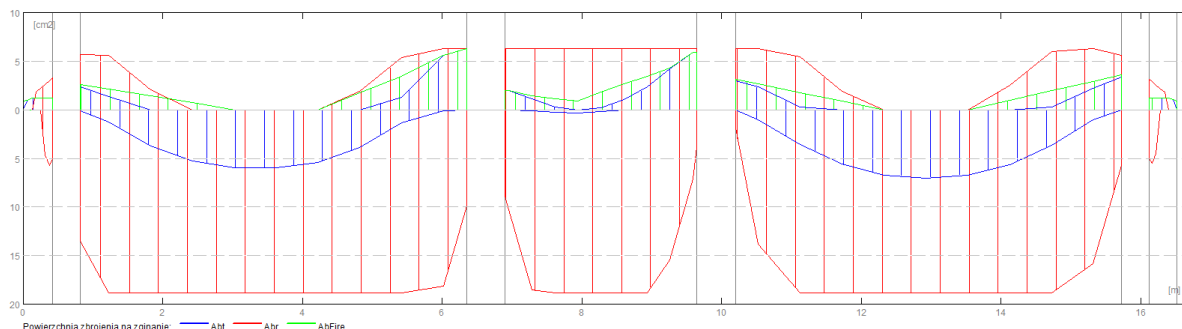
Odcięta (m)	SGN		SGU		A dolne (cm <sup>2</sup> )	A górne (cm <sup>2</sup> )
	M maks (kN*m)	M min (kN*m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)		
16,12	0,00	-34,78	0,00	-25,12	0,00	1,20
16,16	0,00	-34,78	0,00	-22,40	0,00	1,20
16,22	0,00	-34,78	0,00	-18,39	0,00	1,20
16,28	0,00	-34,78	0,00	-14,63	0,00	1,20
16,34	0,00	-34,78	0,00	-10,89	0,00	1,20
16,40	0,00	-34,78	0,00	-7,53	0,00	1,20
16,46	0,00	-30,25	0,00	-4,27	0,00	1,05
16,52	0,00	-2,06	0,00	-1,43	0,00	0,07

**Zbrojenie:**



## WNIOSEK:

Rzeczywiste zbrojenie podporowe rygła górnego ramy zastosowane zgodnie z projektem wykonawczym w postaci prętów prostych 2#20 jest zbrojeniem wystarczającym do przeniesienia obliczeniowego momentu zginającego rygła. Zbrojenie przęsłowe belek skrajnych i belki środkowe w postaci prętów prostych 4#20 jest zbrojeniem wystarczającym i posiadającym wymagany zapas bezpieczeństwa nośności do przeniesienia normatywnych obciążeń. Należy podkreślić fakt, że zbrojenie przekroju podporowego zgodnie z przepisami normowymi zostało analizowane dla momentu występującego na krawędzi słupa. Wyężenie rygła górnego (podporowe) wynosi blisko 90%.



W przypadku braku wymaganej nośności zbrojenia nad podporą nastąpi częściowe uplastycznienie stali (przekrój się zarysuje - wystąpi przegub plastyczny) a moment zginający podporowy zgodnie z zasadą superpozycji zostanie przekazany na zbrojenie dolne (przęsłowe) belki. W analizowanym przypadku zapas zbrojenia dolnego belki żelbetowej jest stosunkowo duży i zapewni bezpieczne przeniesienie dodatkowego momentu wynikającego z teoretycznego wystąpienia przegubu plastycznego.

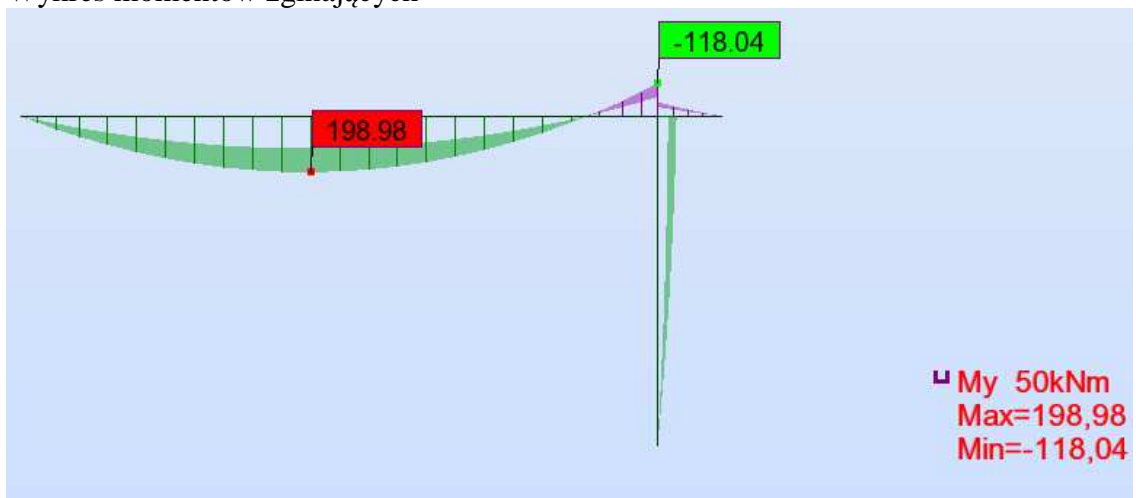
Biorąc pod uwagę wymagane warunki konstrukcyjne ze względu na wytyczne p.poż. należy stwierdzić, że nie są spełnione warunki minimalnej grubości otulenia zbrojenia konstrukcyjnego. Wymagana grubość otuliny wynosi 35mm (otulina liczona do środka zbrojenia nośnego), w rzeczywistości zastosowana jest otulina 10/30mm. Należy zapewnić wymaganą otulinę zbrojenia belek rygła ramy dla klasy R120 odporności ogniowej np. stosując torkretowanie powierzchni belek zaczynem cementowym lub przez zastosowanie płyt Promat jako zabezpieczenie p.poż. belek.

W analizie obliczeniowej poza obciążeniami stałymi (warstwy wykończeniowe stropodachu) przyjęto normatywne obciążenie śniegiem jako główne obciążenie eksploatacyjne oraz normatywne obciążenia eksploatacyjne oraz obciążenia od podwieszenia instalacji. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe zostały wykonane dla normatywnych kombinacji obciążeń.

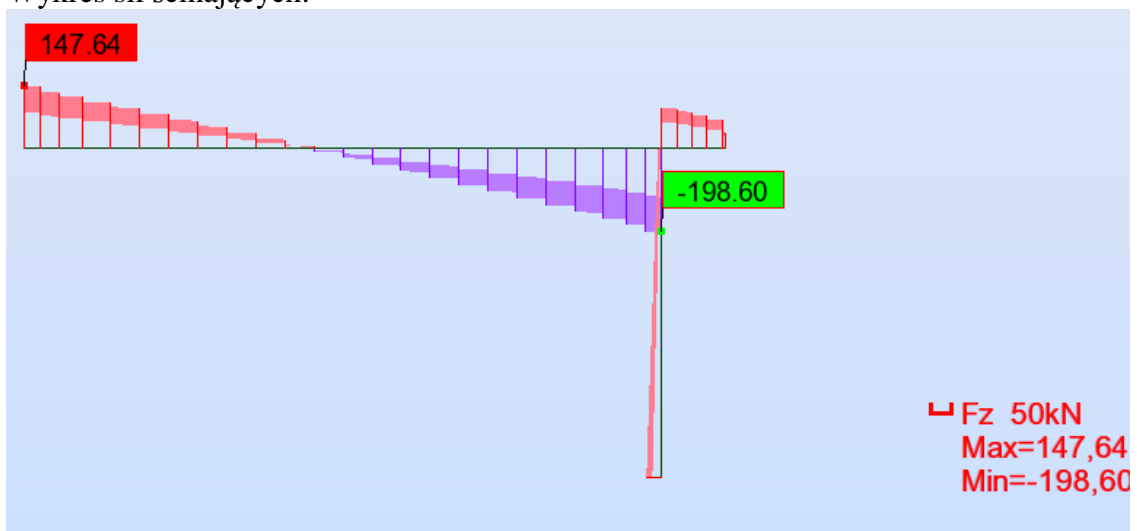
Projekt budowlany zakładał poprawną grubość otulenia zbrojenia w belek żelbetowych. Zmniejszona otulina prętów zbrojeniowych jest błędem wykonawczym.

### 5.2.2.8 Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla rygli ramy żelbetowej 30x60cm w osiach nr9 i nr 10

Wykres momentów zginających



Wykres sił ścinających:



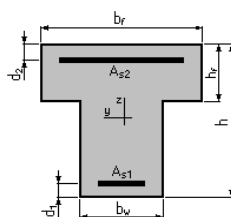
### Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

#### Założenia:

Beton klasy C25/30 (B30)  
Stal klasy A-IIIIN  $f_{yk} = 490,0$  (MPa)

#### Przekrój:

$b_f = 30,0$  (cm)  
 $b_w = 14,0$  (cm)  
 $h = 60,0$  (cm)  
 $h_f = 40,0$  (cm)  
 $d_1 = 3,0$  (cm)  
 $d_2 = 3,0$  (cm)



#### Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

$A_{s2} = 6,3$  (cm<sup>2</sup>)

$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$   $2 \phi 20 = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Stopień zbrojenia:  $\mu = 0,79 \text{ (\%)}$   
Minimalny stopień zbrojenia:  $\mu_{a, \min} = 0,14 \text{ (\%)}$

#### Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

**$M_{\max} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\min} = -135,82 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $> M_{\text{obl}} = 198,98 \text{ kNm}$**

**warunek nie spełniony**

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$M_{\max} = 27,89 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\min} = -143,34 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Stosunek obciążenia długotrwałego do całkowitego = 1,00

Wyniki szczegółowe dla SGN:  $M_y = -135,82 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Położenie osi obojętnej:  $y = 5,5 \text{ (cm)}$

Ramię sił wewnętrznych:  $z = 54,8 \text{ (cm)}$

Względna wysokość strefy ściskanej:  $\xi = 0,10$

Graniczna wysokość strefy ściskanej:  $\xi_{gr} = 0,63$

Naprężenia w betonie ściskanym:  $\sigma_c = 16,7 \text{ (MPa)}$

Naprężenia w stali zbrojeniowej:

rozciągające:  $\sigma_s = 420,0 \text{ (MPa)}$

Wyniki szczegółowe dla SGU:  $M_y = -143,34 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

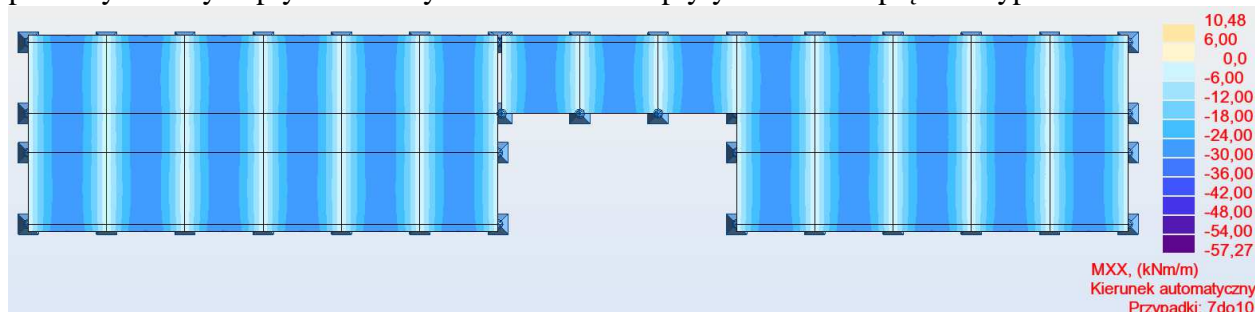
Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej:  $w_k = 0,00 \text{ (mm)}$

#### **WNIOSEK:**

Rygle ram wsporczych w osi nr 9 i osi nr 10 nie posiadają wystarczającej nośności dla zmienionego układu statycznego ramy. Analizując zapisy projektu budowlanego z roku 2011 w osiach nr 8, nr 9 oraz nr 10 projektowane były ramy trójprzęsłowe. Budowa została zgłoszona do odbioru 30.11.2012 roku, a projekt budowlany zamienny wykonany został w lutym 2013 roku. Brak wystarczającego zbrojenia przęsłowego jest błędem zarówno projektowym jak i wykonawczym.

#### **5.2.2.9 Analiza płyty stropodachu**

Stropodach budynku A wykonano jako stropodach pełny w postaci prefabrykowanych płyt kanałowych. Zastosowano płyty kanałowe sprężone typu SP20/A4.



Wyk. 5.2.2.k Mapa momentów zginających Mx-x

*Zestawienie podstawowych wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dla poszczególnych rodzajów i typów płyt sprężonych SP*

Typ płyty	P <sub>o</sub> [kN]	P <sub>mt</sub> [kN]	M <sub>Rd</sub> [kNm]	M <sub>cr,d</sub> [kNm]	M <sub>cr,r</sub> [kNm]	M <sub>cr,g</sub> [kNm]	V <sub>Rdc</sub> [kN]	l <sub>bpd</sub> [m]
SP 20A1 R60	255,30	176,81	42,47	18,94	65,28	25,05	67,78	0,83
SP 20A2 R60	319,13	216,41	52,85	22,76	68,15	24,32	68,83	0,83
SP 20A3 R60	382,95	254,27	63,13	26,40	71,06	23,65	69,82	0,82
SP 20A4 R60	456,00	353,62	74,76	33,30	74,47	22,37	72,12	0,84
SP 20A5 R60	570,00	433,27	92,69	39,33	79,86	21,01	72,20	0,83
SP 20A6 R60	684,00	509,31	110,29	47,76	85,39	19,64	72,21	0,83
SP 20A7 R60	798,00	582,84	127,60	55,84	91,07	18,34	72,22	0,83

WNIOSEK

Maksymalny moment zginający występujący dla płyt sprężonych SP20/A4 zgodnie z obowiązującymi przepisami dotyczącymi normatywnych obciążeń konstrukcji wynosi: M<sub>x</sub>=57,23 kNm. Maksymalny moment obliczeniowa przenoszony przez płyty wynosi 74,76 kNm. Wyłączenie sprężonej płyty stropodachu wynosi 77%

*Dopuszczalne obciążenia płyt sprężonych SP20/A4 R60 w zależności od rozpiętości*

l <sub>eff</sub>	P <sub>d,max</sub>	P <sub>cz,max</sub>	P <sub>os,max</sub>	
			X0, XC1	XC2, XC3, XC4
[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]			
2,40	46,05	83,21	167,44	63,02
2,70	40,49	65,12	119,49	48,20
3,00	36,04	52,18	88,34	37,66
3,30	32,40	42,60	67,16	29,83
3,60	29,37	35,32	52,23	23,93
3,90	26,80	29,66	41,38	19,30
4,20	24,61	25,16	33,29	15,63
4,50	22,70	21,53	27,12	12,66
4,80	21,04	18,56	22,33	10,25
5,10	19,16	16,10	18,54	8,23
5,40	17,09	14,04	15,51	6,55
5,70	15,34	12,30	13,05	5,13
6,00	13,84	10,81	11,02	3,92
6,30	12,56	9,52	9,35	2,87
6,60	11,44	8,41	7,94	1,97
6,90	10,47	7,44	6,75	1,18
7,20	9,61	6,59	5,74	
7,50	8,86	5,84	4,88	
7,80	8,19	5,18	4,13	
8,10	7,60	4,58	3,48	
8,40	7,06	4,05	2,91	
8,70	6,58	3,57	2,41	
9,00	6,15	3,14	1,97	
9,30	5,76	2,76	1,58	
9,60	5,41	2,40	1,24	

WNIOSEK

Maksymalne dopuszczalne obciążenie charakterystyczne dla płyt sprężonych SP20/A4 zgodnie z obowiązującymi przepisami dotyczącymi normatywnych obciążeń konstrukcji wynosi: Q<sub>k</sub>=9,35 kN/m<sup>2</sup>. Obciążenie płyty stropodachu zgodnie z przepisami normowymi w zakresie oddziaływań obciążeniowych wynoszą 7,10 kN/m<sup>2</sup>

Dopuszczalne dodatkowe obciążenie dla płyty wynosi 2,25kN/m<sup>2</sup>(teoretyczne).

Ze względu na nośność belek żelbetowych (wyłączenie belek dla przekroju podporowego) nie jest zalecane dodatkowe obciążanie płyt stropodachu. W przypadku wymaganego dociążenia stropodachu zaleca się wzmocnienie belek żelbetowych ram dla przęseł skrajnych przy użyciu taśm z włókna węglowego lub alternatywnie mat z włókna węglowego.



## ZASADY KONSTRUOWANIA STROPÓW Z PŁYT SP

Autorzy ekspertyzy przytoczyli poniżej wymagania konstrukcyjne kształtowania stropów z płyt kanałowych i wymagania wykonawcze jakie powinny towarzyszyć pracom budowlanym. Jest to istotne ze względu na prawidłową pracę elementu zgodnie z założeniami producenta i przedstawioną specyfikacją. Jak wskazuje komentarz do tych uwag nie wszystkie wytyczne zostały spełnione co powoduje nierównomierną pracę poszczególnych płyt kanałowych oraz obniżenie walorów estetycznych wystroju stropu nad VII piętrem.

### 1. Wypełnienie szczelin między płytami:

Styki podłużne między płytami należy wypełniać betonem drobnoziarnistym o maksymalnym wymiarze ziaren kruszywa  $d_g \leq 8 \text{ mm}$ , klasy betonu co najmniej C16/20 (B20), o konsystencji plastycznej. Wypełnianie styku betonem powinno odbywać w sposób ciągły na całej wysokości stropu i najlepiej na całej długości styku. Jeżeli wypełnianie styku wykonywane jest warstwami, to kolejną warstwę betonu należy ułożyć przed upływem czasu początku wiązania cementu w betonie ułożonym wcześniej, tak by była zachowana zasada ciągłości betonowania. *Tylko dokładnie wypełniony styk zapewnia właściwą współpracę poprzeczną płyt w przenoszeniu obciążeń liniowych i skupionych oraz zapobiega klawiszowaniu stropu*

#### **Komentarz:**

Podczas wizji lokalnej przeprowadzonej przez autorów opracowania stwierdzono, że płyty stropowe SP20/A4 na części obiektu (w części niższej) nie spełniają wymagań prawidłowego ułożenia płyt. Płyty są ułożone nierównolegle do siebie co manifestuje się nierównymi szczelinami uwidocznionymi od spodu płyty które w skrajnych przypadkach uszczelnione są pianką poliuretanową. Uszczelnienie to należy interpretować jako próba tymczasowego zamaskowania niedokładności wykonania oraz jako tymczasową izolację przeciwwodną (w obrębie wykonanej izolacji widoczne są ślady zawilgoceń powierzchni płyty stropodachu).

### 2. Oparcie płyt na podporach

Płyty sprężone SP można opierać na ścianach oraz na ryglach żelbetowych i stalowych. Niezbędna szerokość podpory powinna być ustalona z uwzględnieniem minimalnej głębokości oparcia płyt i minimalnej szerokości styku poprzecznego pomiędzy powierzchniami czołowymi płyt. Należy ponadto uwzględnić tolerancje wykonania płyt oraz dokładność tyczenia osi budynku i dokładność montażu konstrukcji. Styk poprzeczny (wieniec) powinien mieć szerokość nie mniejszą niż 4 cm. Należy go wykonać z betonu klasy nie niższej niż C16/20 (B20). *Głębokość oparcia płyt na podporach nie powinna być generalnie mniejsza niż 10 cm. Głębokość oparcia na belkach (podciągach) stalowych nie powinna być mniejsza niż 8 cm.*

#### **Komentarz:**

Zastosowane oparcie płyt sprężonych w opiniowanym budynku zgodnie z udostępnioną dokumentacją budynku przez Zamawiającego wynosi 8cm. Oparcie to jest generalnie niezalecane jednak możliwe do zrealizowania.

### 5.2.3 Analiza statyczno-wytrzymałościowa stropu nad VI pięciem

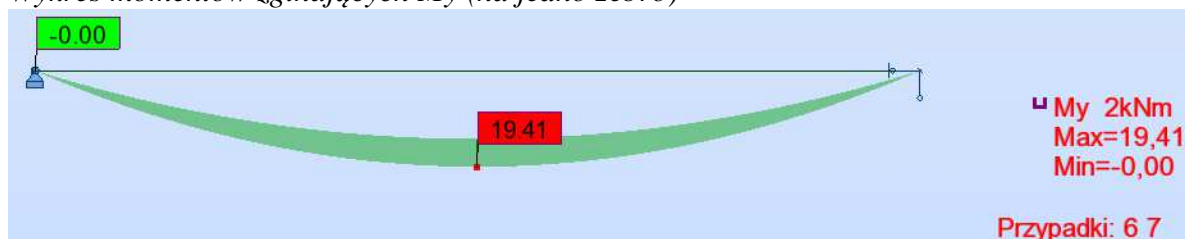
Strop nad VI pięciem pierwotnie wykonany jako stropodach wentylowany został zaadaptowany podczas modernizacji obiektu Szpitala im. św. Wojciecha jak strop międzypiętrowy. Konstrukcję stropu stanowi strop gęsto-żebrowy typu Akerman. Rozpoznano, że strop wykonany jest z prefabrykowanych płyt z wypełnieniem z pustaków Akerman wysokości 20cm i nadbetonem grubości 4cm z betonu klasy C16/20 (B20). Rozpoznano zbrojenie dolne stropu w postaci prętów prostych #8/12 lub #16 ułożonych w co drugim żebrze stropu. Co drugi pręt zbrojenia dolnego #8 odgięty jest nad podporą. Rozpoznane zakotwienie żebrowania stropu nad podporą pozwala sformułować wniosek, że prefabrykowany strop wielkopłytowy (gęsto-żebrowy z wypełnieniem typu Akerman) stanowi układ jednoprzęsłowy wsparty na ramach głównych budynku.

#### Założenia przyjęte do obliczeń stropu istniejącego:

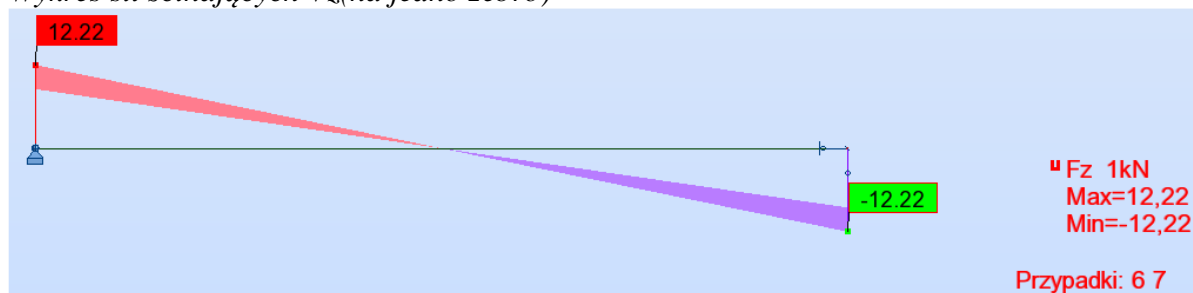
Żebro stropu Akerman:

- szerokość żebra 8cm
- wysokość żebra 22cm
- płyta grubości 4cm (nadbeton)
- -rozpiętość obliczeniowa stropu 635cm

#### *Wykres momentów zginających $M_y$ (na jedno żebro)*



#### *Wykres sił ścinających $V_z$ (na jedno żebro)*



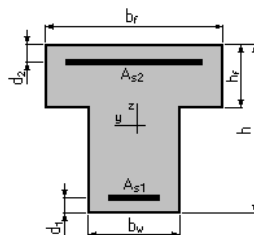
#### Analiza obliczeniowa dla stanu istniejącego:

##### Założenia:

- Beton klasy C16/20 (B20)
- Stal klasy A-III  $f_{yk} = 410,0$  (MPa)
- Przekrój zbrojony prętami  $\varnothing 14$
- Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys  $a_{dop} = 0,30$  mm

### Przekrój:

$b_f = 31,0$  (cm)  
 $b_w = 8,0$  (cm)  
 $h = 22,0$  (cm)  
 $h_f = 4,0$  (cm)  
 $d_1 = 2,0$  (cm)  
 $d_2 = 2,0$  (cm)



### Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 1,5$  (cm<sup>2</sup>)    $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 $1 \text{ } \varnothing 14 = 1,5$  (cm<sup>2</sup>)    $0 \text{ } \varnothing 14 = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
Stopień zbrojenia:  $\mu = 0,94$  (%)  
Minimalny stopień zbrojenia:  $\mu_{a, \min} = 0,13$  (%)

### Dopuszczalny moment zginający dla stanu istniejącego

Z uwagi na nośność przekroju:

**$M_{\max} = 10,08$  (kN\*m) <  $M_{\text{obl}} = 19,41$  kNm      warunek niespełniony**

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$M_{\max} = 11,56$  (kN\*m)       $M_{\min} = -2,91$  (kN\*m)

Wyniki szczegółowe dla SGN:  $M_y = 10,08$  (kN\*m)

Położenie osi obojętnej:  $y = 2,0$  (cm)

### **WNIOSEK:**

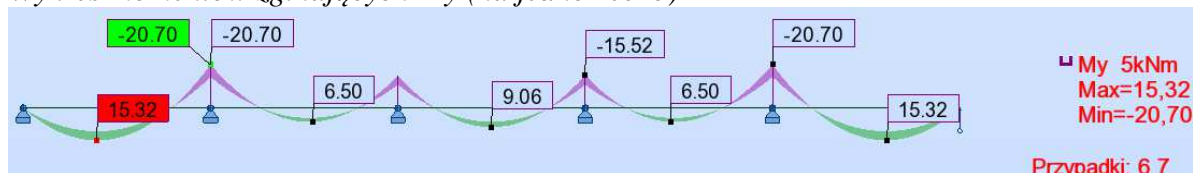
Istniejący strop gęsto żebrowy typu Akerman nie posiada wystarczającej nośności do przeniesienia normatywnych obciążeń dla stanów granicznych nośności i użytkowości.

Przy założeniu adaptacji piętra według wytycznych Zarządcy budynku należy wykonać program prac wzmacniających mający na celu zapewnienie wymaganego poziomu bezpieczeństwa.

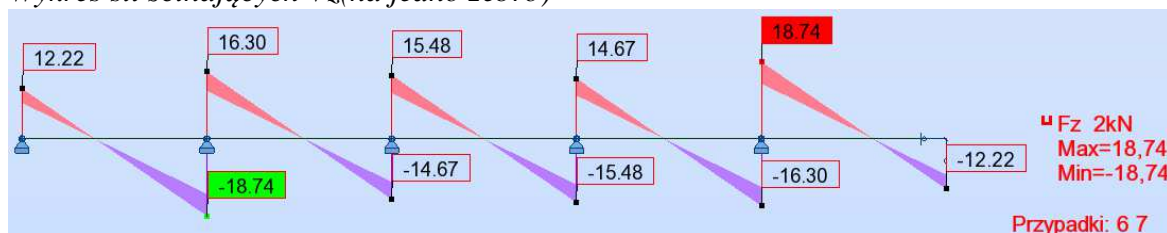
Jedną z metod wzmocnienia istniejącego stropu jest wykonanie płyty żelbetowej gr. 12cm na górnej powierzchni stropu zespolonej z istniejącymi płytami. Wprowadzenie płyty żelbetowej pozwoli zmienić schematu statycznego stropu i umożliwi jego dalsze bezpieczne użytkowanie przy założonej funkcji.

### Analiza obliczeniowa dla proponowanego wzmocnienia stropu.

#### Wykres momentów zginających $M_y$ (na jedno żebro)

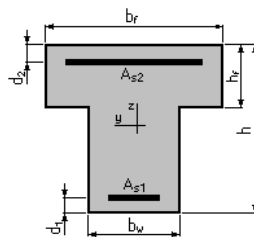


#### Wykres sił ścinających $V_z$ (na jedno żebro)



### Przekrój:

$b_f = 31,0$  (cm)  
 $b_w = 8,0$  (cm)  
 $h = 34,0$  (cm)  
 $h_f = 16,0$  (cm)  
 $d_1 = 2,0$  (cm)  
 $d_2 = 3,0$  (cm)



### Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 1,5$  (cm<sup>2</sup>)    $A_{s2} = 3,39$  (cm<sup>2</sup>)  
 $1 \text{ } \varnothing 14 = 1,5$  (cm<sup>2</sup>)    $3 \text{ } \varnothing 12 = 3,39$  (cm<sup>2</sup>)  
Stopień zbrojenia:  $\mu = 1,98$  (%)  
Minimalny stopień zbrojenia:  $\mu_{a, \min} = 0,13$  (%)

### Dopuszczalny moment zginający dla stanu istniejącego

Z uwagi na nośność przekroju:

$M_{\max} = 16,50$  (kN\*m)    $M_{\min} = -33,25$  (kN\*m)

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$M_{\max} = 18,89$  (kN\*m)    $M_{\min} = -45,35$  (kN\*m)

Położenie osi obojętnej:  $y = -0,6$  (cm)

Ramię sił wewnętrznych:  $z = 31,0$  (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej:  $\xi = -0,02$

Graniczna wysokość strefy ściskanej:  $\xi_{gr} = 0,67$

Naprężenia w betonie ściskanym:  $\sigma_c = 10,7$  (MPa)

Naprężenia w stali zbrojeniowej:

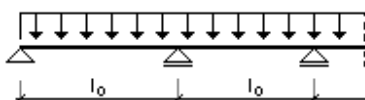
rozciągające:  $\sigma_s = 350,0$  (MPa)

ściskające:

$\sigma'_s = 350,0$  (MPa)

### Ugięcie:

$$l_{\min} \geq 0,8 l_{\max}$$



Moment wywołany obciążeniem długotrwałym:  $M_d = 11,00$  (kN\*m)

Powierzchnia zbrojenia:  $A_{s1} = 1,5$  (cm<sup>2</sup>)    $A_{s2} = 3,4$  (cm<sup>2</sup>)

$a = 18,6$  (mm) <  $a_{\lim} = 300$  (mm)

**warunek spełniony**

### **UWAGA:**

Celem zapewnienia wymaganej nośności stropu nad VI piętrzem należy wykonać dodatkowe wzmocnienie. Jednym ze sposobów jest wykonanie płyty żelbetowej grubości 12cm zespolonej z istniejącym stropem Ackermana. Płytę żelbetową należy wykonać z betonu C25/30 (B30) i zbroić konstrukcyjnie nad podporami prętami prostymi #12 co 10cm o  $A_s = 11,31$  cm<sup>2</sup>. Zbrojenie to pozwoli na redukcję momentu przęsłowego stropu i jego dalsze bezpieczne użytkowanie.

Podane rozwiązanie wzmocnienia stropu jest przykładowym sposobem wzmocnienia konstrukcji. Na etapie modernizacji obiektu należy wykonać program prac wzmacniających i przewidzieć do wykonania projekt wzmocnień stropu.

### 5.2.4 Analiza statyczno-wytrzymałościowa istniejących ram żelbetowych typu H

Konstrukcję nośną budynku A Szpitala stanowią prefabrykowane ramy typu H. Słupy ram połączone są sztywnymi węzłami z ryglami usztywniającymi budynek w kierunku poprzecznym do elewacji frontowej. Słupy posiadają przekrój prostokątny o bokach 36x85cm. Rygle ram wykonane jako trapezowe o bokach 51x55cm z uformowanymi gniazdami na oparcie płyt prefabrykowanych 2x10x26cm.

Na podstawie wykonanych odkrywek budowlanych i przeprowadzonych badań nieniszczących ustalono:

- o Zbrojenie słupa na boku krótszym 4Ø20
- o Zbrojenie przęsłowe belek 5Ø20
- o Beton klasy C40/50 (B50)

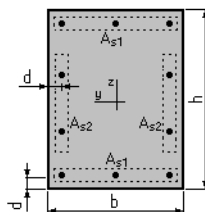
#### Analiza nośności słupów prefabrykowanej ramy typu H

##### Założenia:

Beton klasy C40/50 (B50),  
Stal klasy A-I  $f_{yk} = 240,0$  (MPa)

##### Przekrój:

$b = 36,0$  (cm)  
 $h = 85,0$  (cm)  
 $d = 3,0$  (cm)



##### Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 12,6$  (cm<sup>2</sup>)

5  $\phi 20 = 15,7$  (cm<sup>2</sup>)

$A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

0  $\phi 20 = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

##### Założenia obliczeniowe:

Względem Y:  
Mimośród obliczeniowy siły podłużnej:  $e_s = 4,0$  (cm)

Względem Z:  
 $e_s = -0,0$  (cm)

**Nośność przekroju:  $N_n = 6680,52$  (kN)  $M_y = 267,22$  (kNm)**

Szacowane zestawienie sił na słup w poziomie piwnicy:

10 (poziomy) \* 11,46 kN/m<sup>2</sup> \* 6,6 m \* 5,0 m = 3781 kN <  $N_n = 6680,52$  kN **warunek spełniony**

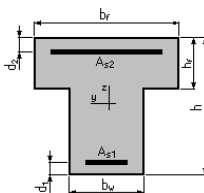
#### Analiza nośności rygli ram prefabrykowanych typu H

##### Założenia:

Beton klasy C40/50 (B50)  
Stal klasy A-I  $f_{yk} = 240,0$  (MPa)

##### Przekrój:

$b_f = 51,0$  (cm)  
 $b_w = 31,0$  (cm)  
 $h = 55,0$  (cm)  
 $h_f = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 3,0$  (cm)  
 $d_2 = 3,0$  (cm)



Powierzchnia zbrojenia:

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)} & A_{s2} &= 15,7 \text{ (cm}^2\text{)} \\ 0 \phi 20 &= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)} & 5 \phi 20 &= 15,7 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{Stopień zbrojenia: } \mu &= 0,97 \text{ (\%)} \\ \text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} &= 0,38 \text{ (\%)} \end{aligned}$$

Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -164,87 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$$M_{\max} = 62,02 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -245,22 \text{ (kN*m)}$$

Moment zginający

$$M_{\text{obl.przesłowy}} = q \cdot l^2 / 24 = 6,6 \times 11,46 \times 6^2 / 24 = 113,06 \text{ kNm} < M_{\min} = -164,87 \text{ (kN*m)}$$

**Warunek spełniony**

**5.3. Wyniki przeprowadzonych badań, interpretacja ich wyników oraz ocena stanu technicznego elementów nadbudowy budynku A Szpitala im. św. Wojciecha**

**a) Fundamenty**

Budynek A Szpitala Specjalistycznego w Gdańsku- Zaspie posadowiony jest w sposób bezpośredni na ławach i stopach żelbetowych. Posadowienie budynku zrealizowane jest poniżej strefy przemarzania gruntu na warstwach gruntu rodzimego. Grunt rodzimy reprezentowany jest przez piaski drobne i średnie. Stopień ich zagęszczenia pod ławami i stopami fundamentowymi zgodnie z udostępnioną dokumentacją zawiera się w przedziale  $I_D = 0,68 \div 0,85$ . Na tej podstawie można sklasyfikować grunt jako grunt klasy II-grunt mineralny rodzimy zagęszczony.

Zgodnie z orzeczeniem technicznym z października 2008 roku graniczny obliczeniowy opór podłoża gruntowego pod fundamentami budynkiem A wynosi 495kPa. Opór ten jest wystarczający do przeniesienia normatywnych obciążeń przenoszonych przez fundamenty.

Wizja lokalna przeprowadzona przez autorów opracowania nie wykazała widocznych śladów przeciążenia elementów nośnych. Brak jest widocznych śladów zarysowań i odspojeń na elementach wsporczych budynku A, które świadczyłyby o jego przeciążeniu i braku wymaganego poziomu bezpieczeństwa elementów konstrukcyjnych.

Grunt rodzimy w postaci piasków zagęszczonych w przypadku podwyższenia poziomu wody gruntowej tylko w nieznacznym stopniu ulega odprężeniu. Tym samym należy uznać, iż grunt ten jest niewrażliwy na podniesieniu poziomu wody gruntowej, zaś posadowienie budynku jest stabilne.

**Stan techniczny dostateczny**

**b) Ściany**

Ściany zewnętrzne budynku A stanowią murowane ściany samonośne osłonowe. Ściany te przenoszą tylko ciężar własny i zapewniają izolację termiczną budynku. Elewacja budynku wyprawiona jest tynkiem cienkowarstwowym na izolacji termicznej (styropian)



Stan techniczny warstw wyprawowych ścian osłonowych od strony zewnętrznej i wewnętrznej budynku nie wykazuje ubytków powierzchniowych substancji wyprawowej.



Fot. 5.3.1 Widok ogólny ścian

Ściany wewnętrzne budynku wykonane są jako ściany murowane z pustaków żużlobetonowych na zaprawie cementowo-wapiennej. Lokalnie ściany wykonano jako ściany ceramiczne. Ściany wewnętrzne stanowią układ przestrzennego stężenia budynku i stanowią wydzielenie stref użytkowych w budynku. Na powierzchniach ścian wewnętrznych stwierdzono miejscowe odspojenia powłok malarskich ścian i zarysowania. Ubytki te oraz zużycie techniczne warstw wyprawowych ścian obniżają walory estetyczne budynku co skutkuje obniżeniem jego stanu technicznego.

**Stan techniczny ścian wewnętrznych należy sklasyfikować jako zadawalający**

Ściany zewnętrzne w części dobudowanej (w poziomie VII-go) wykonane są jako ściany murowane silikatowe na spoinach cienkowarstwowych. Oględziny poziomu VII wykazały, że ściany nie są oddylatowane od wieńca żelbetowego w poziomie stropodachu. Brak dylatacji między wieńcem żelbetowym a koroną ściany murowanej zapewnia współpracę tych elementów we wzajemnym przekazywaniu obciążeń i przemieszczeń między tymi elementami. Na powierzchniach wewnętrznych ścian występują liczne ślady zarysowań w obrębie nadproży okiennych co należy interpretować jako wynik wzajemnej współpracy ścian i ram wsporczych stropodachu w przenoszeniu naprężeń stycznych i normalnych. Brak jest również dylatacji pionowej nowo nadbudowanej części budynku A. Zgodnie z normą *PN-EN 1996-2:2010/NA:2010: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów*, ściany należy dzielić na mniejsze segmenty stosując przerwy dylatacyjne. Dla ścian silikatowych

dla spoin pionowych nie wypełnionych zaprawą maksymalna odległość między dylatacjami ścian wynosi 20m. Warunek ten nie został zachowany dla nadbudowy piętra VII co należy zaliczyć jako błąd projektowy.

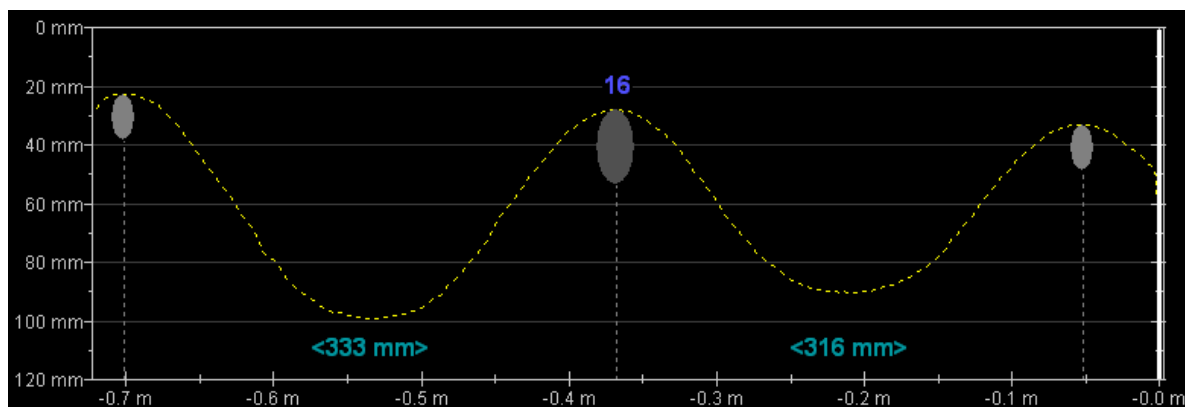
Ściany zewnętrzne oddalone są od słupów skrajnych ram wsporczych o 28cm i połączone są ze słupami skrajnymi ram żelbetowych zbrojeniem dystansowym z drutu 2Ø8mm ułożonymi w co drugiej spoinie muru (co około 50cm). Tak wykonane połączenie nie zapewnia prawidłowej współpracy elementów murowanych ścian zewnętrznych budynku i słupa żelbetowego. Dodatkowo stwierdzono całkowity brak prętów dystansowych w obrębie słupa w osi A/9. Brak dystansów powoduje zmianę długości obliczeniowej muru z założonej 6,60m na 13,2m. Podczas prowadzonych oględzin połączonych z wykonaniem odkrywek rozpoznano, że pręty dystansowe ścian są zamontowane na głębokość 10cm do ściany murowanej i 5cm do słupa żelbetowego. Połączenie takie jest błędnie wykonane niezgodnie ze sztuką budowlaną. Niewłaściwie wykonane pręty dystansowe są istotne dla stateczności ściany murowanej poddawanej obciążeniom klimatycznym (parcie wiatru, ssanie wiatru).

**Stan techniczny zewnętrznych ścian należy sklasyfikować jako dostateczny**

### c) Stropy w części budynku wykonanej pierwotnie

Rozpoznano konstrukcję stropu w budynku A Szpitala im. św. Wojciecha w postaci prefabrykowanych stropów wielkopłytowych. Stropy wielkopłytowe z wypełnieniem pustaków typu Akerman. Na podstawie przeprowadzonych oględzin nie stwierdzono widocznych rys ani odspojień świadczących o nadmiernych odkształceniach stropu.

W poziomie stropu nad VI piętrem autorzy opracowania wykonali odkrywki stropów pozwalające określić grubości warstw podłogowych w istniejącym stropie. Dokonano rozpoznania warstw stropowych, ich grubości oraz wykonano rozpoznanie istniejącego zbrojenia stropu dla zbrojenia przeszłowego i podporowego stropu Akerman. Wykonano badania nieniszczące od dolnej powierzchni stropu (kondygnacja VI użytkowana przez oddziały kardiologii i okulistyki) oraz badania inwazyjne prowadzone od góry stropu nad VI piętrem (odkrywki stropu). Dodatkowo podczas wykonywania skanu zbrojenia dolnego żeber celem dokładnego rozpoznania prętów wykonano pomiar rzeczywisty zbrojenia przy użyciu suwmiarki.



Wyk. 5.3.2 Skan zbrojenia żeber stropu nad VI piętrem



Fot. 5.3.3. Pomiar rzeczywisty zbrojenia przeszłowego stropu wykonany podczas oględzin



Fot. 5.3.4 Pomiar rzeczywisty zbrojenia podporowego stropu wykonany podczas oględzin

Rozpoznano zbrojenie dolne żeber stropu gęsto-żebrowego typu Akerman w postaci prętów prostych  $\varnothing 8$ ,  $\varnothing 12$ ,  $\varnothing 16$ , oraz zbrojenie górne przeszłowe w postaci prętów odgiętych #8 w co drugim żebrze stropu. Zbrojenie stropu wykonane jest ze stali A-III.

Istniejące stropy pierwotne (w tym strop nad VI piętem) pokryte od spodu warstwą tynku cementowo – wapiennego grubości minimum 1,0-1,5 cm wykazują dostateczne zabezpieczenie przeciwpożarowe. Rozwiązanie takie pozwalała stosować Instrukcja Instytutu Techniki Budowlanej *Projektowanie elementów żelbetowych i murowych z uwagi na odporność ogniową* Wydawnictwo ITB nr 409/2005, Warszawa 2005.

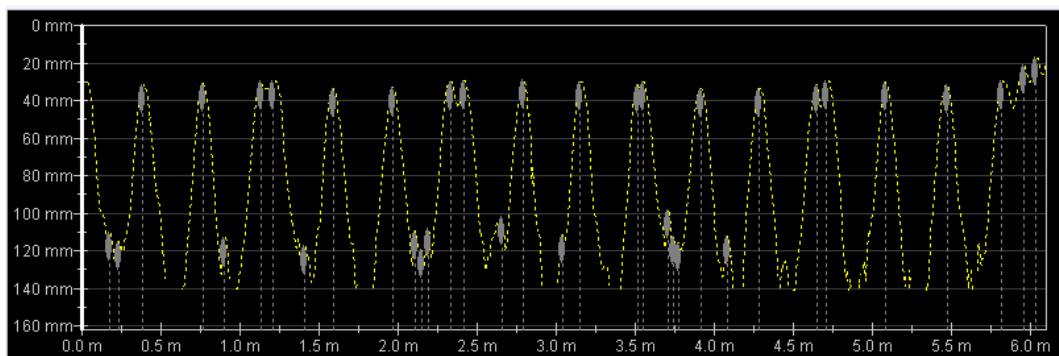
Jedynie w poziomie IV piętra stwierdzono zarysowanie rygla ramy wsporczej dla stropów pierwotnych. Uszkodzenie to jest obserwowane obecnie przez zespół konserwatorski szpitala. Ze względu na użytkowanie przestrzeni, gdzie uszkodzenie miało miejsce odsłonięcie jego nie było możliwe. Przebieg zarysowania i jego lokalizacja w geometrii ramy typu H pozwala domniemywać jednak, że jest to uszkodzenie o skurczowe bez znaczenia konstrukcyjnego. Potwierdza to wykonane skanowanie, które nie stwierdziło istnienia nieciągłości monolitu żelbetowego.

**Stan techniczny na ogół dostateczny**

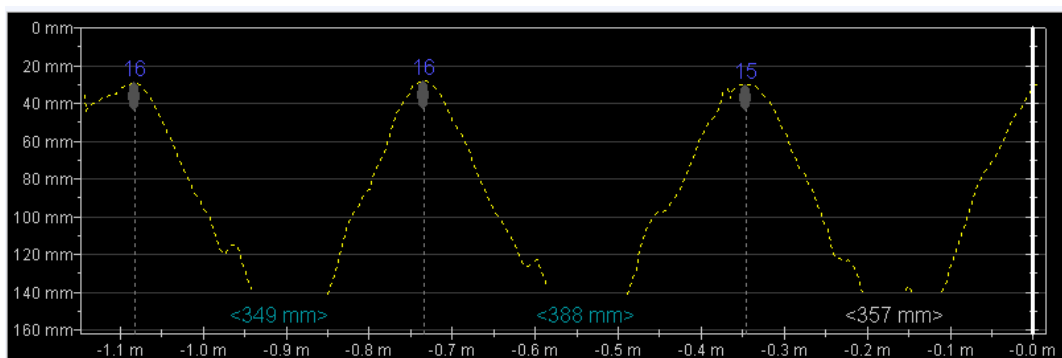


Fot. 5.3.5 Zarysowanie ramy w poziomie IV piętra.

Na nadbudowanej części budynku A wykonano stropodach pełny ze sprężonych płyt kanałowych typu SP20/A4. Płyty wsparło na poprzecznych ramach żelbetowych rozmieszczonych w rozstawach osiowych co 660cm. Płyty kanałowe zostały ułożone na poprzecznych ramach żelbetowych w specjalnie uformowanych gniazdach montażowych w górnych ryglach ramy. Ze względu na niewielkie rozbieżności wymiarowe w zrealizowanym obiekcie oparcie to należy uznać za stabilne i prawidłowe. Na podstawie skanowania stwierdzono, że ułożenie prętów w otworach nie spełnia prawidłowego kotwienia tych elementów. Na górnej powierzchni płyt została wykonana wylewka betonowa grubości 3 cm stanowiąca podkład pod warstwę wykończeniową stropodachu oraz zapewniająca współpracę pomiędzy płytami i przeciwdziałająca klawiszowaniu.



Wyk. 5.3.6 Skan zbrojenia płyt sprężonych



Wyk. 5.3.7 Skan zbrojenia określający średnicę prętów w płycie stropodachu



Podczas wizji lokalnej stwierdzono, że płyty stropowe SP20/A4 na części obiektu (w części niższej) nie spełniają wymagań prawidłowego ułożenia płyt. Płyty są ułożone nierównolegle do siebie co manifestuje się nierównymi szczelinami uwidocznionymi od spodu płyty. Szczeliny te w skrajnych przypadkach uszczelnione są pianką poliuretanową. Uszczelnienie to należy interpretować jako próba tymczasowego zamaskowania niedokładności wykonania oraz jako tymczasową izolację przeciwwodną (w obrębie wykonanej izolacji widoczne są ślady zawilgoceń powierzchni płyty stropodachu). Wada ta nie stanowi zagrożenia dla stateczności i bezpieczeństwa elementu stropów. Może jednak ona wpływać na brak dostatecznej (wymaganej) szczelności jako przegroda ppoż. co winno być wyjaśnione na etapie projektu.

**Stan techniczny na dostateczny należy jednak podkreślić niedokładność wykonania konstrukcji.**

**d) Pokrycie dachowe**

Stropodach budynku A Szpitala im. św. Wojciecha pokryty jest papą termozgrzewalną ułożoną na warstwach izolacji termicznej w postaci styropianu EPS 100 oraz paraizolacji wykonanej na warstwie wyrównawczej. Spadki formujące odwodnienie stropodachu wykonane zostało za pomocą styropianowych klinów EPS 100.

Oględziny budynku wykazały nieszczelność pokrycia dachowego, na wewnętrznych powierzchniach prefabrykowanych płyt stropowych stwierdzono widoczne ślady zawilgoceń i wysolenia świadczące o nieszczelności pokrycia stropodachu. Obróbki dekarские kominów i attyk wykonane zostały zgodnie ze sztuką budowlaną i normami przedmiotu. Spadki formujące połąć stropodachu tworzą stropodach pogrążony. Z koryt wewnętrznych połąci stropodachu odprowadzana jest woda opadowa pionami deszczowymi biegnącymi wewnątrz budynku. W połowie lipca 2016 podczas nawałnicy deszczu doszło do zalania szpitala (Budynek A) do IV piętra włącznie. W poziomie stropodachu stwierdzono pęcherze powietrza pod warstwami papy termozgrzewalnej świadczące o nieszczelności pokrycia dachowego (woda penetruje wewnątrz warstw stropodachu). Obróbka blacharska wizualnie znajduje się w dobrym stanie technicznym jednak stwierdzone przecieki izolacji stropodachu sugerują, że obróbka dekarська wpustów dachowych jest wykonana niepoprawnie, nie zapewniając szczelności połączenia

**Stan techniczny na umiarkowany**

**e) Schody**

Między przewiązką zlokalizowaną w osiach 9-11 a budynkiem A stwierdzono podczas oględzin obwodowe rysy na styku połączenia przewiązki z budynkiem A. Rysy występują obwodowo w miejscu gdzie powinna być wykonana dylatacja elementów. Przegląd całego pionu komunikacyjnego i przewiązki wykazał, że rysy występują w miejscu gdzie nie zapewniono ukształtowania dylatacji w obrębie struktury nośnej i warstwy wykończeniowej.

Stwierdzono obecność rys na styku elementów w poziomach poczynając od V piętra. Niższe poziomy budynku nie wykazują śladów widocznych zarysowań. W poziomie niskiego parteru, parteru oraz w poziomie I, II, III i IV piętra wykonano prawidłowo dylatację elementów.

Można zatem stwierdzić, że rysy obwodowe występujące na stropach i ścianach a także rysa świadcząca o ścięciu belki żelbetowej w poziomie stropodachu jest następstwem braku prawidłowo wykonanej dylatacji między przewiązką a budynkiem A Szpitala

Nowo wykonana klatka schodowa w obrębie osi D/10 wykonana jest jako konstrukcja stalowa. Schody zaprojektowano i wykonano jako dwubiegowe ze spocznikiem pośrednim.

Podczas oględzin stwierdzono braki i niedokładności wykonania i montażu konstrukcji. Widoczne są braki nakrętek w kotwach mocujących belki policzkowe a w skrajnym przypadku stwierdzono mocowanie belki policzkowej prętem żebrowanym do stropu.

### **Stan techniczny ścian należy sklasyfikować jako zadawalający**

W obrębie osi D/10-11 stwierdzono wystąpienia ścięcia belki żelbetowej stanowiącej element wsporczy biegu klatki schodowej. Ścięcie belki żelbetowej jest oznaką znacznego przekroczenia nośności elementu na ścinanie i grozi katastrofą budowlaną fragmentu budynku przy braku podjęcia czynności stabilizujących ten proces. Stan techniczny sklasyfikowano jako przedawaryjny wymagający podjęcia natychmiastowych prac wzmacniających konstrukcję.

### **Stan techniczny ścian należy sklasyfikować jako przedawaryjny**

#### **f) Ramy wsporcze w poziomie VII piętra**

Konstrukcję nośną stropu nad VII piętrzem (dla stropodachu) stanowią poprzecznie wykonane monolityczne ramy żelbetowe stanowiące kontynuację układu nośnego budynku A. Ramy żelbetowe rozmieszczone są w rozstawie osiowym co około 660cm.

Celem dokładnego rozpoznania geometrii i rozstawu ram wykonano ogólną inwentaryzację konstrukcyjną układu wsporczych ram.

Słupy skrajne ramy żelbetowej wykonano jako prostokątne o przekrój 30x40cm, słupy środkowe 30x55cm. Rygle ramy dla przęseł skrajnych wykonano jako belki o przekroju 30x60cm natomiast dla przęsła środkowego o przekroju 30x40cm (wysokość belek liczona łącznie z grubością płyty kanałowej). Wykonane ramy żelbetowe nie wykazują widocznych oznak nadmiernych deformacji ani przemieszczeń węzłów.

Wykonano pomiary rzeczywistych ugięć rygli górnych ram celem potwierdzenia ich rzeczywistych ugięć dla obciążeń istniejących (pomiary wykonane w czerwcu 2016 roku). Dokonano wizualnej oceny powierzchni monolitycznych elementów żelbetowych celem określenia wystąpienia widocznych raków na powierzchni elementów żelbetowych (słupów i rygli) mogących świadczyć o niewłaściwym zagęszczeniu mieszanki betonowej podczas betonowania i pielęgnacji elementów.

Ramy żelbetowe w poziomie stropodachu stężone są przestrzennie między sobą wieńcem żelbetowym o przekroju około 24x72cm. Przeprowadzone przeglądy wykazały, że ściany osłonowe wykonane pod wieńcem żelbetowym nie mają szczeliny dylatacyjnej. Wieniec jest wykonany bezpośrednio na ścianie zewnętrznej. Stwierdzono występowanie licznych rys ukośnych na wieńcu żelbetowym w poziomie stropodachu i na wieńcu żelbetowym w poziomie stropu nad VI piętrzem. Rysy ukośne biegną również na murowanych ścianach zewnętrznych prostopadłych do ram żelbetowych.

Interpretując stwierdzone braki dylatacji między ścianą zewnętrzną a wieńcem żelbetowym w poziomie stropodachu oraz zauważalne rysy ukośne ścian i wieńców należy interpretować, że ściany pełnią rolę ścian usztywniających budynek w kierunku podłużnym

a tym samym przenoszą naprężenia ścinające powstające od parcia i ssania wiatru na powierzchni elewacji. Autor dokumentacji projektowej nie zawarł w opracowaniu informacji o konieczności dylatowania murowanych ścian zewnętrznych w poziomie VII piętra ani też o konieczności kotwienia ich do słupów skrajnych ram żelbetowych.

Wykonano pomiary obrazujące rozmieszczenie rys i odspojień w obrębie ścian zewnętrznych a ich graficzne odzwierciedlenie dołączono do opracowania w formie rysunku pozwalających w przyszłości ocenić skalę zachodzących zmian.

### **Stan techniczny na ogół dobry**



## 6. Wnioski i zalecenia

### 6.1. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań, ocen i analiz stanu istniejącego struktury konstrukcyjnej budynku A Szpitala im. św. Wojciecha w Gdańsku – Zaspie istnieje podstawa do sformułowania następujących wniosków określających stan techniczny budynku w tym szczególnie konstrukcji stropu nad VI piętem oraz konstrukcji nadbudowy budynku A Szpitala im. św. Wojciecha w Gdańsku wraz z możliwością adaptacji poziomu VII do funkcji określonej przez Zarządcę budynku.

1. Budynek A Zespołu Szpitala Specjalistycznego zlokalizowany przy al. Jana Pawła II 50 w Gdańsku wykazuje na ogół zadawalający stan techniczny zachowania elementów konstrukcyjnych.
2. Budynek posadowiony jest na gruncie nośnym na warstwach piasków drobnych i średnich. Stopień ich zagęszczenia zawiera się w przedziale  $I_D=0,68\div 0,85$  (grunt zagęszczony). Podłoże to posiada charakter stabilny. Jest ono niewrażliwe na podniesienie się poziomu wody gruntowej.
3. Nadbudowana część budynku (piętro VII) wykazuje zadawalający stan techniczny. Należy jednak podkreślić obecność licznych wady zarówno projektowych przy sporządzaniu dokumentacji projektowej jak również błędów wykonawczych popełnionych na etapie realizacji nadbudowy szpitala.
4. Analiza statyczno-wytrzymałościowa prefabrykowanych stropów wielkopłytowych z wypełnieniem z pustaków typu Akerman wykazała, że przy obecnie obowiązujących przepisach związanych z normatywnym obciążeniem stropu nad VI piętem strop nie posiada dostatecznej nośności do przeniesienia normatywnych obciążeń zgodnych z zaleceniami norm Eurokodu.
5. Projekt budowlano-wykonawczy sporządzony we wrześniu 2011 roku nie zawierał rzetelnego rozpoznania stropu nad VI piętem. Założono wieloprzęślową pracę stropu bez dokładnego rozpoznania zbrojenia przęsłowego i podporowego. Przyjęto schemat statyczny stropu wieloprzęślowy o wysokości pustaka Akerman 22cm i nadbetonie grubości 3cm. Założono zbrojenie przęsłowe żeber  $\varnothing 14$  oraz zbrojenie podporowe  $\varnothing 12$  na tej podstawie oszacowano graniczne wartości obciążeń jakie może przenieść strop. W rzeczywistości po wykonaniu odkrywek przez autorów niniejszego opracowania stwierdzono zróżnicowane zbrojenie przęsłowe stropu ( $\varnothing 8$ ,  $\varnothing 12$  oraz  $\varnothing 16$ ) oraz zbrojenie podporowe  $\varnothing 8$  w co drugim żebrze. Na tej podstawie należy założyć, że strop jest jednoprzęsłowy. Analiza statyczno-wytrzymałościowa przeprowadzona przez autorów opracowania wykazała brak możliwości adaptacji stropu nad VI piętem na cele przewidziane przez Zarządcę budynku bez wykonania wzmocnienia konstrukcyjnego stropu. Nierzetelnie rozpoznany strop i oszacowanie jego nośności jest błędem projektowym.
6. Ściany zewnętrzne w poziomie VII piętra nie posiadają dylatacji pionowej ani poziomej. Dokumentacja projektowa nie przewidywała dylatowania ścian. Ściany w obecnym stanie technicznym są zarysowane w obrębie nadproży i podokienników okiennych. Istnieją również rysy na wieńcach w poziomie VI i VII piętra.
7. Murowane ściany zewnętrzne z pustaków silikatowych gr. 24cm oddalone są od słupów skrajnych ram żelbetowych o 28cm. Projekt zrealizowany 21-09-2011 nie przewidywał kotwienia ścian do słupów. Na etapie realizacji budowy wtórnie połączono zewnętrzne murowane ściany i skrajne słupy ram żelbetowych stosując pręty dystansowe w co drugiej spoinie muru. Odkrywka budowlana zbrojenia

wykazała błędne wykonanie kotwienia prętów zarówno w ścianie murowanej jak i słupie żelbetowym. Pręt średnicy #8mm wsunięty jest w spoinę ściany murowanej na głębokość 10cm oraz w słup na głębokość 5cm. Tak wykonane połączenie jest niezgodne ze sztuką budowlaną i normami przedmiotu. Należy podkreślić, że projekt budowlano-wykonawczy obowiązujący na etapie realizacji budowy nie zakładał w ogóle detalu połączenia tych elementów. W sporządzonym projekcie budowlanym zamiennym z dnia 20-02-2013 roku (po oddaniu robót do odbioru końcowego 30-11-2012) wprowadzono już taki detal na rysunku 8Z jednak odbiega on od wykonanych prac budowlanych.

8. Stwierdzone wady występujące w ścianach zewnętrznych budynku A w poziomie VII piętra są wadami zarówno projektowymi jak i wadami wykonawczymi. Wadą projektową są błędne założenia projektowe dla ścian zewnętrznych. Podstawowym błędem jest wykonanie ściany zewnętrznej jako nośnej na ścianach osłonowych istniejącego budynku (brak zapisu w projekcie budowlano-wykonawczym i na rysunkach o konieczności wprowadzenia dylatacji poziomej pod wieńcem żelbetowym). Kolejnym z błędów jest brak wprowadzenia dylatacji pionowej ściany oraz brak detalu mocowania ścian zewnętrznych do słupów skrajnych ram żelbetowych. Do błędów wykonawczych należy zaliczyć niewłaściwe wykonanie detali mocowania ścian zewnętrznych ze słupami żelbetowymi. Mocowania ścian są wykonane niezgodnie ze sztuką budowlaną i normami przedmiotu obowiązującymi na etapie realizacji budowy.
9. W obrębie istniejących trzonów komunikacyjnych w obrębie osi 9-11 a budynkiem A zlokalizowana jest klatka schodowa. Stwierdzono braki dylatacji na styku przewiązki i budynku A.
10. Na belce spocznikowej stropu nad VI piętrem widoczna jest rysa pionowa świadcząca o przekroczeniu naprężeń ściskających krzyżulców betonowych belki żelbetowej. Należy stwierdzić, że belka uległa ścięciu co klasyfikuje **stan techniczny tego elementu jako przedawaryjny**. Brak możliwości stwierdzenia etapu powstania rzeczonoego uszkodzenia. Rozwiązania projektowe nie wskazują, aby była to usterka spowodowana projektem. Również rozwiązanie (detal) zamocowania świadczy, jakby usterka była widoczna już na etapie realizowania prac budowlanych.
11. Nadbudowana stalowa klatka schodowa prowadząca z poziomu VII piętra na stropodach wykazuje liczne braki i niedokładności wykonania manifestujące się licznymi brakami śrub w połączeniach i montażem konstrukcji na prętach zbrojeniowych. Stwierdzone błędy są błędami wykonawczymi. Niestaranne detale połączeń i braki śrub mocujących są niezgodne ze sztuką budowlaną i są klasyfikowane jako błędy wykonawcze.
12. Analiza statyczno-wytrzymałościowa ram żelbetowych w poziomie VII piętra wykazała, że istniejące elementy żelbetowe w części powtarzalnej posiadają wymaganą nośność do przeniesienia normatywnych obciążeń (z uwzględnieniem parcia i ssania wiatru oraz obciążenia od klimatyzatorów lokalizowanych na dachu).
13. Ramy lokalizowane w osi nr 8, osi nr 9 i w osi nr 10 są wykonane niezgodnie z projektem budowlano-wykonawczym z 12-09-2011 roku. W dzienniku budowy nie ma wzmianki dotyczącej zmiany odmiennego sposobu wykonania ramy typowej. Rama pierwotnie przewidziana jako trójprzęsłowa została wykonana jako jednoprzęsłowa. W dzienniku budowy widnieją zapisy kierownika budowy i inspektora nadzoru inwestorskiego o odbiorze zbrojenia belki w osi 9 z dnia 02.08.2012 oraz o odbiorze zbrojenia belki z dnia 10.08.2012 a nie ma żadnej adnotacji dotyczącej zmiany istotnej. Brak wpisu projektanta.
14. W projekcie budowlanym zamiennym z 20.02.2013r została wprowadzona zmiana rysunkowe szalunków wykonania ram żelbetowych w osiach nr 8, nr 9 i nr 10.

Wprowadzono ramy jednonawowe w osiach A÷B z pozostawieniem istniejącej części budynku w ościach B÷D. W projekcie budowlanym zamiennym wprowadzono zmiany rysunkowe dla ram w osiach 8, 9 i 10 bez analizy statyczno-wytrzymałościowej potwierdzającej jej nośność w stanach granicznych nośności i użyteczności zgodnie z zaleceniami normowymi.

15. Analiza statyczno-wytrzymałościowa ram wsporczych w osiach 9 i 10 połączona z odkrywką budowlaną określającą schemat podparcia nowoprojektowanej belki na istniejących ramach typu H wykazała formalne braki nośności rygli ram. Rozpoznano przegubowe oparcie rygla ramy na istniejącym słupie w poziomie VII piętra.
16. Przeglądy elementów żelbetowych w poziomie VII piętra oraz prowadzone pomiary i badania wykazały braki otulenia prętów zbrojenia nośnego w belkach i słupach ramy wsporczej. Należy zatem zrealizować program prac naprawczych przywracający elementom żelbetowym wymaganą klasę odporności ogniowej.
17. Przegląd dokumentacji projektowej wskazuje na zbyt krótkie zakotwienie prętów zbrojenia górnego. Nie uwzględniono na rysunkach wymaganej długości zakotwienia wynikającej z obwiedni momentów zginających zgodnie ze sztuką budowlaną.
18. Istniejące urządzenia wentylacji mechanicznej umieszczone na stropodachu lokalizowane są w obrębie rygli górnych ram. Podkonstrukcja pod wentylatory wsparta jest w obrębie ram żelbetowych. Ich ciężar i lokalizacja nie stanowi zagrożenia przekroczenia nośności dla płyt i ram żelbetowych.
19. Stwierdzone wady i odstępstwa dla ram żelbetowych w poziomie VII piętra są zarówno wadami projektowymi jak i wadami wykonawczymi.  
Do wad projektowych należy zaliczyć brak obliczeń sprawdzających możliwość zmiany schematu statycznego ram w osiach 8, 9 i 10 które przy zmianie schematu nie posiadają wymaganej nośności elementów. Zbrojenie górne nie posiada wymaganej długości zakotwienia zgodnego ze sztuką budowlaną i przepisami normowymi. Kolejnym z błędów projektowych jest niewystarczająca otulina zbrojenia dla słupów i belek. Można domniemywać, że autor projektu zakładał tynkowanie elementów. Przy takich założeniach przyjęta otulina zbrojenia według projektu jest wystarczająca.  
Do wad i odstępstw wykonawczych należy zaliczyć wykonanie ram w osiach nr 8, 9 i 10 niezgodnie z projektem budowlano-wykonawczym z 12. 09. 2011 roku. Należy podkreślić, że projekt budowlany zamienny został zrealizowany po zakończeniu budowy która została dokumentowana na 30.11.2012 (zgodnie z zapisem z dziennika budowy) a projekt budowlany zamienny został wykonany 20.02.2013 roku. Kolejnym istotnym błędem wykonawczym jest brak zapewnienia projektowanej otuliny. Otulina belek miejscami wynosi 1mm co jest niezgodne ze sztuką budowlaną i wymaganiami konstrukcyjnymi. Winę za brak wymaganej otuliny ponosi kierownik budowy oraz inspektor nadzoru inwestorskiego który deklarował zapisami w dzienniku budowy odbiór zbrojenia elementów żelbetowych.
20. Prefabrykowane płyty żelbetowe ułożone są nierównoległe do siebie, wykazują przy tym betonu w złączach płyt. Nie są spełnione warunki prawidłowej współpracy między poszczególnymi płytami. Niewłaściwie zostały również wykonane przejścia rur przez sprężone płyty. Przebicia płyt odsłaniają zbrojenie sprężające płyty co jest niedopuszczalne. Izolacja i detale obróbki dekarzkiej są miejscami nieszczelne co uwidoczniło zostało w lipcu 2016 roku podczas nawałnicy deszczu. Budynek A szpitala został zalany do poziomu VI piętra. Z powodu braku dostatecznej drożności pionów instalacji deszczowej woda spływała szachtami wentylacyjnymi zalewając poszczególne kondygnacje.
21. Niewłaściwie ułożone płyt prefabrykowanych oraz niewłaściwe przebicia instalacyjne oraz nieszczelnie wykonana izolacja przeciwwodna dachu są błędami wykonawczymi. Brak wymaganej drożności i przepustowości instalacji deszczowej są błędami

projektowymi (zbyt mały przekrój pionów instalacyjnych w stosunku do powierzchni dachu oraz brak alternatywnej drogi odprowadzania wody opadowej). Nie jest dopuszczalne, żeby na stropodachu pogrążonym gromadziła się woda i przedostawała się do pionów wentylacyjnych.

22. Przedmiotowy budynek A Szpitala Specjalistycznego znajduje się w zadawalającym stanie technicznym. Nadbudowany poziom VII piętra wykonany jako przedłużenie konstrukcji wsporczej budynku z murowanymi ścianami zewnętrznymi wykazuje liczne ślady zarysowań i odspojień ścian. W obecnym stanie technicznym stropu nad VI piętrem (strop prefabrykowany na bazie stropu Akerman) nie ma możliwości wykonania w poziomie VII piętra pomieszczeń administracji szpitala. Dopuszczalne jest użytkowanie poziomu VII piętra do celów administracyjnych Szpitala po wykonaniu niezbędnych wzmocnień stropu.

## 6.2. **Zalecenia**

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz oraz przeprowadzonej oceny z przedstawionymi powyżej ocenami dla stanu technicznego budynku A Szpitala im. św. Wojciecha w Gdańsku – Zaspie zaleca się przeprowadzić następujące prace zmierzające do umożliwiania adaptację poziomu VII piętra do funkcji użytkowej:

1. Zaleca się opracowanie dokumentacji projektowej pozwalającej na eliminację wad wynikających z zastosowanej dokumentacji projektowej oraz sposobu przeprowadzenia prac budowlanych. Dokumentacja ta winna obejmować:

**a) Eliminację zarysowań ścian zewnętrznych.**

Celem ustabilizowania nadmiernych zarysowań murowanych ścian zewnętrznych należy wprowadzić dylatację ograniczającą powstawanie rys i zapewniającą warunek normowy dotyczących maksymalnych odległości między dylatacjami dla ścian murowanych silikatowych.

Ściany zewnętrzne w poziomie VII piętra mocowane są do słupów ram wsporczych stalowymi prętami dystansowymi. Między powierzchnią słupów a ścianą wytworzona jest przerwa dystansowa szerokości 28cm. Zaleca się stężenie ścian zewnętrznych poprzez uzupełnienie wolnej przestrzeni między słupem a ścianą zewnętrzną stosując bloczki silikatowe połączone strzępami wklejanymi na żywicy epoksydowej do słupów skrajnych ram i do ścian murowanych.

W obrębie istniejących trzonów komunikacyjnych w obrębie osi 9-11 a budynkiem A zlokalizowana jest klatka schodowa. Stwierdzono braki dylatacji na styku przewiązki i budynku A. Zaleca się wprowadzenie dylatacji na warstwach wyprawowych. Są to elementy pierwotnie wykonane przed nadbudową budynku A. Zarówno projektant jak i wykonawca nie mieli wpływu na zarysowania w obrębie istniejącej klatki schodowej.

**b) Wzmocnienie rygli ram wsporczych w poziomie VII piętra**

Należy wykonać program prac naprawczych rygli ram w osiach nr 8, 9 i 10 polegającym na zapewnieniu wymaganego poziomu bezpieczeństwa zgodnego z normami projektowymi. Jednym ze sposobów uzyskania wymaganej nośności rygli może być zastosowanie wzmocnień w postaci taśm lub mat z włókna węglowego.

Przeglądy elementów żelbetowych w poziomie VII piętra oraz prowadzone pomiary i badania wykazały braki otulenia prętów zbrojenia nośnego w belkach i słupach ramy wsporczej. Należy zatem zrealizować program prac naprawczych przywracający elementom żelbetowym wymaganą klasę odporności ogniowej. Jednym ze sposobów zapewnienia wymaganej klasy odporności ogniowej jest wykonanie dodatkowej warstwy ochronnej stosując torkretowanie elementów lub inne rozwiązanie systemowe.

**c) Wzmocnienie stropu nad VI piętrem**

Zaleca się wykonanie niezbędnych wzmocnień stropu nad VI piętrem celem dostosowania do wymaganej funkcji użytkowej stropu w poziomie VII piętra przewidzianej przez zarządcę budynku. W tym celu należy zrealizować niezbędny program prac naprawczych pozwalających na uzyskanie wymaganego przepisami poziomu bezpieczeństwa. Jednym ze sposobów wzmocnienia stropu nad VI piętrem zalecanym przez autorów niniejszego opracowania jest wykonanie płyty żelbetowej zespolonej z istniejącym stropem wg. pkt.(5.2.3). lub inne rozwiązanie

konstrukcyjne umożliwiające przeniesienie obciążeń dla projektowanej funkcji nadbudowy.

**d) Wzmocnienie belki żelbetowej w obrębie klatki schodowej**

Na belce spocznikowej stropu nad VI piętrem widoczna jest rysa pionowa świadcząca o przekroczeniu naprężeń ściskających krzyżulców betonowych belki żelbetowej. Należy stwierdzić, że belka uległa ścięciu co klasyfikuje stan techniczny tego elementu jako przedawaryjny. Należy wykonać niezbędne wzmocnienie belki żelbetowej spocznika np. stosując dwustronne przykładki z ceowników stalowych zakotwionych w ścianach nośnych zapewniające przejście sił ścinających.

**e) Uzupełnienia połączeń konstrukcji stalowej**

Nadbudowana stalowa klatka schodowa prowadząca z poziomu VII piętra na stropodach wykazuje liczne braki i niedokładności wykonania manifestujące się licznymi brakami śrub w połączeniach i montażem konstrukcji na prętach zbrojeniowych. Należy uzupełnić brakujące nakrętki śrub w połączeniach doczołowych styków belek wsporczych. W przypadku zastosowania pręta żebranego jako kotwa mocująca należy zespawać pręt stalowy z blachą oporową połączenia celem zespolenia połączenia.

2. Dostosowanie funkcji użytkowej VII piętra budynku A, tak aby generowane obciążenia wymagały jak najmniejszej ingerencji we wzmocnienie stropu istniejącego nad VI piętrem, np. poprzez kumulację większych obciążeń jedynie w wyznaczonych obszarach.
3. Dostosowanie konstrukcji nadbudowy do obecnych wymagań ppoż na podstawie odpowiedniej ekspertyzy rzeczoznawcy do spraw zabezpieczeń ppoż.
4. Zaleca się prace budowlane obejmujące naprawę wad prowadzić razem z pracami adaptacyjnymi.
5. Zaleca się prowadzić monitoring istniejącego zarysowania ramy poprzecznej w poziomie IV.

## **7. Załączniki:**

### **Z.1. Dokumentacja fotograficzna:**



Fot. Z.1.1 Widok ogólny budynku A od strony al. Jana Pawła II



Fot. Z.1.2 Widok ogólny budynku A od strony południowej



Fot. Z.1.3 Widok wnętrza nadbudowanego poziomu VII kondygnacji cz.1





Fot. Z.1.4 Widok wnętrza nadbudowanego poziomu VII kondygnacji cz.2



Fot. Z.1.5 Widok niedokładnego wykonania montażu płyt kanałowych i prowizorycznych prób naprawczych



Fot. Z.1.6 Widok występujących raków w podstawie słupa świadczących o źle zawibrowanej mieszance betonowej



Fot. Z.1.7 Widok rys ukośnych na wieńcu żelbetowym w poziomie stropu nad VI piętrem





Fot. Z.1.8 Widok błędnie wykonanego zbrojenia dystansowego ścian w obrębie słupa.



Fot. Z.1.9 Widok rysy pionowej w narożu okiennym biegnącej przez całą wysokość ściany i przecinającej wieniec żelbetowy.



Fot. Z.1.10 Widok rysy w obrębie naroży uskołu płyty stropodachu



Fot. Z.1.11 Widok wykonania filara międzyokiennego w części wyższej nadbudowanego piętra VII



Fot. Z.1.12 Widok rys i odspojień w obrębie ściany osłonowej i ściany poprzecznej klatki schodowej z widocznymi śladami prób naprawczych



Fot. Z.1.13 Widok stropodachu z widocznymi pionami wentylacyjnymi oraz urządzeniami technicznymi budynku w części południowej





Fot. Z.1.14 Widok stropodachu w obrębie przewiązki i komunikacji pionowej budynku z uwidocznionym miejscem wejścia na stropodach.



Fot. Z.1.15 Widok stropodachu z widocznymi pionami wentylacyjnymi oraz urządzeniami technicznymi budynku w części północnej



Fot. Z.1.16 Widok rysy pionowej świadczącej o braku dylatacji pionowej w obrębie klatki schodowej



Fot. Z.1.17 Widok rysy poziomych na spoczniku nadbudowanej klatki schodowej świadczącej o braku dylatacji w obrębie klatki





Fot. Z.1.18 Widok pionowej rysy na belce żelbetowej świadczącej o jej ścięciu w skutek przekroczenia dopuszczalnych naprężeń ścinających



Fot. Z.1.19 Widok odspojenia na płycie spocznika między piętrowego schodów.



Fot. Z.1.20 Widok niestarannie wykonanego styku prefabrykowanych płyt sprężonych



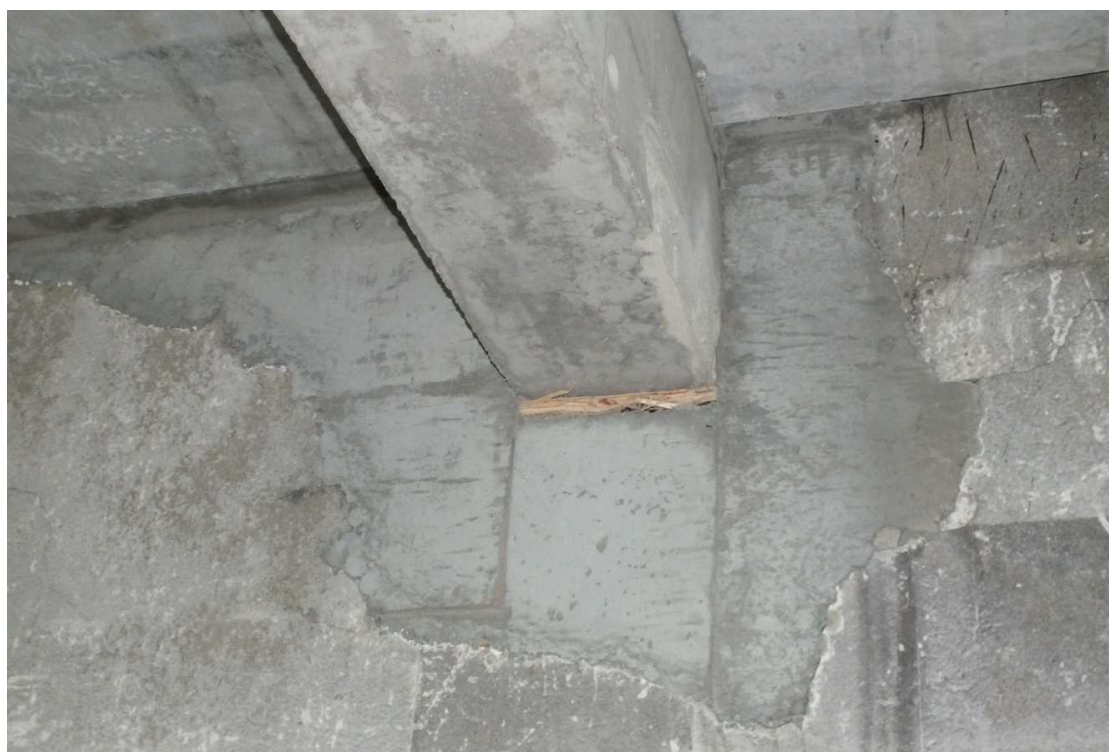
Fot. Z.1.21 Widok zacieków na ryglu ramy obrazujący skalę nieuszczelności pokrycia



Fot. Z.1.22 Widok niewłaściwie wykonanego przejścia instalacyjnego przez płytę stropodachu



Fot. Z.1.23 Widok zawilgocenia stropodachu na części wykonanej jako pierwotna w poziomie VII piętra



Fot. Z.1.24 Widok oparcia belki ramy jednoprzęsłowej w osi nr 10



## Z.2. Dokumentacja fotograficzna wykonanych odkrywek



Fot. Z.2.1 Bezpośredni pomiar zbrojenia przęsłowego stropu nad VI piętrem (zbrojenie stropu wielkopłytkowego na bazie stropu Akerman)



Fot. Z.2.2 Odkrywka stropu nad VI piętrem nad oddziałem kardiochirurgii dziecięcej





Fot. Z.2.3 Odkrywka stropu gęsto-żebrowego nad oddziałem kardiochirurgii dziecięcej potwierdzająca wysokość pustaka ceramicznego



Fot. Z.2.4 Odkrywka zbrojenia podporowego na części Szpitala nad oddziałem okulistyki





Fot. Z.2.5 Bezpośredni pomiar zbrojenia stropu w obrębie klatki schodowej cz.1



Fot. Z.2.6 Bezpośredni pomiar zbrojenia stropu w obrębie klatki schodowej cz.2



Fot. Z.2.7 Bezpośredni pomiar zbrojenia stropu w obrębie klatki schodowej cz.3

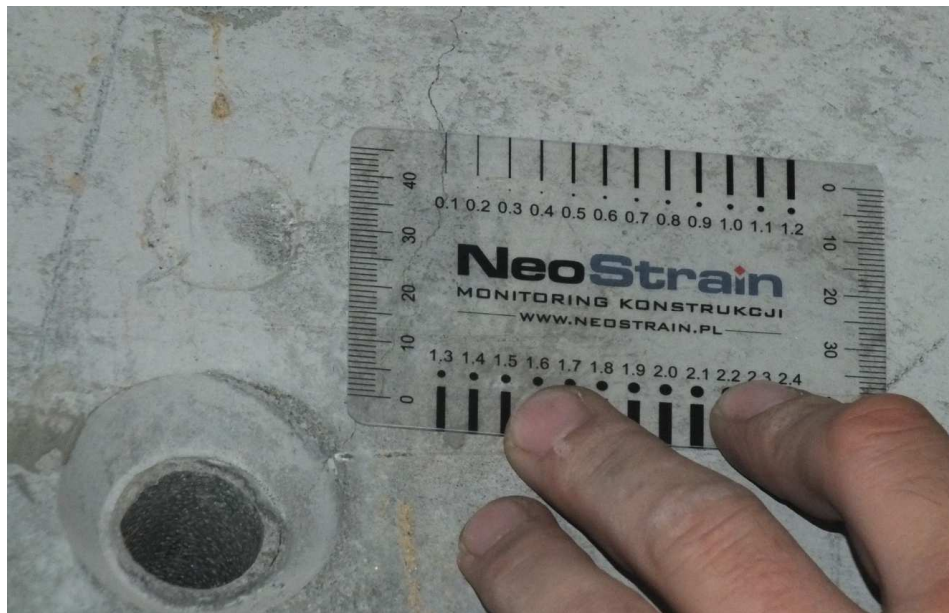


Fot. Z.2.8 Odkrywka pręta dystansowego łączącą ścianę zewnętrzną ze słupem skrajnym ramy żelbetowej



Fot. Z.2.9 Widok przebiecia instalacyjnego przez płytę sprężoną potwierdzający zastosowanie styropianu jako warstwę formującą izolację termiczną stropodachu





Fot. Z.2.10 Pomiar bezpośredni typowej szerokości rozwarcia rys w węźle przypodporowym ramy



Fot. Z.2.11 Odkrywka dokumentująca rozpoznanie istniejących ram typu H



Fot. Z.2.12 Połączenie rygla z ramą prefabrykowaną typu H



Fot. Z.2.13 Odkrywka potwierdzająca system wielopłytkowych stropów prefabrykowanych na bazie stropu Akerman



Fot. Z.2.14 Odkrywka obrazująca brak otuliny rygla ramy w strefie przypodporowej



Fot. Z.2.15 Odkrywka obrazująca sposób łączenia rygla ramy w osi nr 9





Fot. Z.2.16 Bezpośredni pomiar zbrojenia podporowego zbrojenia wielkopłytkowego stropu na bazie stropu Akerman w strefie podporowej



Fot. Z.2.17 Widok rozpoznanego układu posadowienia budynku w postaci płyty dennej i ław fundamentowych. Pod ramami typu H wykonane są stopy kielichowe.