KÜHNEL
KONSTRUKCJE OD POKOLEŃ
Jadwiga Błońska
ul. Morenowa 89, 80-172 Gdańsk
Tel: 502 352 566

EKSPERTYZA

Ocena stanu technicznego konstrukcji kościoła pod wezwaniem św. Andrzeja mieszczącego się przy pl. Stefana Batorego 1A w Barczewie.

Inwestor: Dom Zakonny w Barczewie Prowincji św Franciszka z Asyżu
Zakonu Braci Mniejszych – Franciszkanów w Polsce
pl. Stefana Batorego 1A, 11-010 Barczewo

Adres obiektu: pl. Stefana Batorego 1A, 11-010 Barczewo
dz. nr 239

Opracowała:
mgr inż. Jadwiga Błońska
upr.nr POM/0305/PWOK/13
w spec. konstrukcyjno- budowlanej
nr ewid. izby POM/BO/0044/14

Gdańsk, kwiecień 2018

SPIS TREŚCI:

1.0. CZĘŚĆ OGÓLNA:
1.1. Inwestor.
1.2. Lokalizacja obiektu.
1.3. Cel i zakres opracowania.
1.4. Podstawa opracowania.

2.0. CZĘŚĆ TECHNICZNA:
2.1. Opis stanu istniejącego.
2.2. Ocena stanu technicznego.
2.3. Wnioski końcowe i zalecenia.

3.0. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

4.0. DOKUMENTACJA GRAFICZNA
4.1. DOKUMENTACJA RYSUNKOWA
4.2. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

5.0. ZAŁĄCZNIKI
5.1. OPERAT Z POMIARÓW GEODEZYJNYCH
5.2. KOPIA UPRAWNIEŃ
5.3. ZAŚWIADCZENIE Z POIB

1.0. CZĘŚĆ OGÓLNA:

1.1. Inwestor:

Dom Zakonny w Barczewie
Prowincji św Franciszka z Asyżu
Zakonu Braci Mniejszych – Franciszkanów w Polsce
pl. Stefana Batorego 1A
11-010 Barczewo

1.2. Lokalizacja obiektu.

Kościół pod wezwaniem św. Andrzeja przy placu Stefana Batorego 1A w Barczewie, działka nr 239.

1.3. Cel i zakres opracowania:

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego budowli. Ocena elementów wykończeniowych i instalacji nie mających wpływu na stan konstrukcji nie została ujęta w niniejszym opracowaniu

1.4. Podstawa opracowania:

– zlecenie inwestora,

– ekspertyza techniczna archiwalna z 1996r,

– wizja lokalna – oględziny stanu technicznego na zewnątrz i wewnątrz budowli w marcu i kwietniu 2018r,

– pomiary geodezyjne ścian zewnętrznych z marca 2018r,

– pomiary inwentaryzacyjne wykonane przez dr inż. arch. Piotra Samóla,

– dokumentacja geologiczno-inżynierska z marca 2018r,

– odkrywki fundamentów – protokół z nadzoru archeologicznego z marca 2018r.

2.0. CZĘŚĆ TECHNICZNA:

2.1. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO:

2.1.1. Opis ogólny obiektu.

Kościół pod wezwaniem św. Andrzeja wzniesiono w latach 1380-1390 jako integralną część (południowe skrzydło) czworobocznej budowli z dziedzińcem stanowiącej zabudowania klasztoru Bernardynów. Na początku XIX wieku klasztor częściowo rozebrano, a pozostałe po nim budynki przeznaczono na więzienie, które funkcjonuje do chwili obecnej. Po II wojnie światowej rozebrano dom parafialny przylegający do północnej ściany nawy.

Bryłę kościoła można podzielić na trzy zasadnicze części: od zachodu nawa, od wschodu prezbiterium oraz od południa kaplica św. Antoniego.

Nawa kościoła tworzy w rzucie poziomym prostokąt o szerokości ~17m i długości ~26m. Prezbiterium tworzy w rzucie poziomym prostokąt o szerokości ~12m i długości ~21,5m. Kaplica św. Antoniego ma kształt opisany w przybliżeniu na kwadracie ~10x10m.

W latach 90-tych XX wieku przeprowadzono na obiekcie prace remontowe ujęte w ekspertyzie doc. dr inż Mariana Krzysztofiaka.

2.1.2. Konstrukcja kościoła

- fundamenty tworzą głazy narzutowe na zaprawie wapiennej, na których znajdują się kamienie otoczakowe przemieszane z gruzem ceglanym zespolone zaprawa wapienną, poziom posadowienia ~1,8-2,0m ppt, brak prawidłowej izolacji przeciwwilgociowej oraz drenażu, lub innego sposobu odprowadzenia wód opadowych;
- główny układ nośny tworzą ściany boczne nawy oraz prezbiterium;
- ściany nawy murowane z cegły grubości ~180cm, w miejscu oparcia sklepienia występują wewnętrzne pilastry o łącznej grubości ~340cm i szerokości ~170cm;
- ściany prezbiterium murowane z cegły grubości ~130cm, w miejscu oparcia sklepienia zewnętrzne przypory o łącznej grubości ~260cm i szerokości ~100cm przy ścianie północnej oraz grubości ~360cm i szerokości ~120cm przy ścianie południowej;
- powyżej poziomu oparcia sklepienia grubość ścian nawy i prezbiterium ~130cm;
- grubość ścian szczytowych poniżej poziomu więźby dachowej ~130cm, powyżej ściana frontowa gr ~80cm, ściana szczytowa prezbiterium ~60cm;
- wschodnia ściana szczytowa prezbiterium została wzniesiona na dawnym murze miejskim;
- w północnej ścianie nawy widać wyraźne ślady po rozebranym domu parafialnym;
- nawa i prezbiterium przekryte są charakterystycznymi dla gotyku sklepieniami ceramicznymi ostrołukowymi żebrowanymi;
- nadproża okienne i drzwiowe - łęki ceramiczne, gotyckie, strzeliste, w ścianach północnej i wschodniej wszystkie otwory ślepe;

- dachy o konstrukcji drewnianej, dwuspadowe, kryte dachówką zakładkową na pełnym deskowaniu;
- więźba nawy składa się z jednakowych wiązarów wieszarowych spiętych w kalenicy dwupoziomową ramą stolcową z mieczami; wymiary elementów więźby wykazano w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych;
- więźba prezbiterium składa się z wiązarów podstawowych jętkowych podpartych pośrednio na płatwi oraz wiązarów wieszarowych - wzmocnionych przejmujących obciążenie z płatwi oraz podwieszonej belki stropowej; wymiary elementów więźby wykazano w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych.

2.2. OCENA STANU TECHNICZNEGO:

2.2.1. Fundamenty:

Fundamenty kościoła są w stanie adekwatnym do wieku i technologii w której zostały wykonane.

Posadowienie fundamentów na gruntach o dużym zróżnicowaniu oraz niskich parametrach nośności (w poziomie posadowienia antropogeniczne wysoce niejednorodne, poniżej przewarstwienia gruntów morenowych z rzeczno-lodowcowymi). Wg badań geologicznych i odkrywek poziom stropu gruntów nośnych w większości przypadków występuje poniżej poziomu posadowienia a różnica dochodzi do ponad 1,2m dla poszczególnych fragmentów ław na obwodzie całego kościoła. W stanie obecnym fundamenty nie stanowią wystarczającego oparcia dla zapewnienia stateczności murów zewnętrznych kościoła.

W najgorszym stanie jest posadowienie ściany wschodniej, zwłaszcza w północno-wschodnim narożniku - warstwy gruntów nośnych o miąższości mogącej zapewnić przeniesienie obciążeń z muru kościoła występują ponad 1,5m poniżej poziomu posadowienia, pomiędzy fundamentem a tą warstwą występuje soczewka gruntu nośnego o miąższości zaledwie 0,6m, co jednakże w połączeniu z zalegającą pod nią plastyczną gliną o miąższości 1m nie zapewnia rozłożenia naprężeń i utwierdzenia fundamentu w gruncie.

Podobna sytuacja gruntowa występuje również w ścianie południowej i w rejonie kaplicy św. Antoniego. Warunki gruntowe pod pozostałymi fundamentami wokół kościoła nie należą do korzystnych. W najmniej niekorzystnych warunkach posadowiona jest ściana frontowa i kruchta.

2.2.2. Ściany:

Ściany wykazują oznaki utraty stateczności. Poziome przemieszczenia ścian w kierunku na zewnątrz dochodzą do 23cm (dla ściany szczytowej prezbiterium).

W ścianach bocznych prezbiterium, przejmujących rozpór od więźby dachowej o większej wartości niż rozpór od więźby na ściany nawy, odchylenia są większe pomimo zamontowanych w czasie remontu ściągów. Ponadto w rejonie zamocowania ściągów spękania muru są większe, co pozwala wątpić w ich efektywność.

Rozpór z dachu jest tylko jedną z przyczyn utraty stateczności ścian. Drugim, mającym zasadniczy wpływ na stateczność ścian, czynnikiem jest niewystarczające utwierdzenie fundamentów ścian w gruncie. Zauważono bezpośrednią zależność – im gorsze warunki posadowienia, tym większe wychylenia ścian od pionu. Po wykonaniu obliczeń statycznych stwierdzono, że mimośród pionowej reakcji działającej na fundament ściany szczytowej jest poza jej rdzeniem środka ciężkości, a mimośrody reakcji w ścianach bocznych nawy i prezbiterium znajdują się na krawędzi samych fundamentów.

Mury wykazują liczne spękania i zarysowania, szczególnie widoczne jest zarysowanie nadproży okiennych oraz całej wschodniej ściany szczytowej

i przylegających do niej narożników (usytuowanie spękań wg rysunku 4.1.1 i dokumentacji fotograficznej)

Dodatkowo do złego stanu ścian przyczynia się zawilgocenie wskutek uszkodzenia orynnowania oraz nieodpowiedniego odprowadzenia wody opadowej z rur spustowych, zwłaszcza po stronie północnej.

2.2.3. Sklepienia:

Zaobserwowano liczne zarysowania sklepień szczególnie w prezbiterium, lecz również nad nawą. Spękania występują w rejonie niemal wszystkich nadproży, ponadto w prezbiterium widoczna jest rysa biegnąca w zworniku prawie przez całą jego długość (usytuowanie spękań wg rysunku 4.1.1 i dokumentacji fotograficznej).

Główną przyczyną spękań sklepień jest utrata stateczności ścian bocznych kościoła, ponadto w czasie prac remontowych wybrano materiał zasypowy stabilizujący pachy sklepień nad nawą i prezbiterium.

2.2.4. Dach:

Po wykonaniu obliczeń sprawdzających oceniono ogólny stan elementów konstrukcyjnych więźb dachowych, zarówno nawy jak i prezbiterium, jako zadowalający. Wykorzystanie nośności najbardziej wytężonych elementów dla obu więźb nie przekracza 95%, a wytężenie większości elementów mieści się w 80%.

W ekspertyzie z 1996r widnieje informacja o przeprowadzeniu remontu więźby dachowej nad nawą, prezbiterium oraz nad kaplicą św. Antoniego.

W czasie oględzin stwierdzono nieliczne uszkodzenia w konstrukcji obu więźb dachowych (usytuowanie wg rysunku 4.1.2 i dokumentacji fotograficznej), lecz ogólny stan więźby nie budzi zastrzeżeń, brak oznak korozji biologicznej czy reologii drewna.

Przekrycie z dachówki jest nieszczelne, widać zawilgocone miejsca na deskowaniu, dachówka wymaga pilnej wymiany. Podczas remontu przekrycia należy rozważyć wykonanie izolacji z folii paropszepuszczalnej i przeciwilgociowej.

2.2.5. Orynnowanie i obróbki blacharskie:

Orynnowanie z blachy ocynkowanej podobnie jak obróbki blacharskie są silnie zdegradowane i wyeksploatowane, co powoduje, że nie spełniają prawidłowo swojej funkcji. Widać liczne zacieki na murach, co skutkuje również odłupywaniem fragmentów gzymsu (patrz dokumentacja fotograficzna).

Odprowadzenie wody z rur spustowych bezpośrednio na teren wokół kościoła, powoduje zawilgocenie ścian i pogorszenie i tak ciężkich warunków gruntowo-wodnych wokół kościoła.

Należy wymienić orynnowanie i obróbki blacharskie oraz zapewnić odprowadzenie wód gruntowych do kanalizacji deszczowej lub studni chłonnych.

2.3. WNIOSKI KOŃCOWE I ZALECENIA:

Po przeprowadzonych oględzinach, obliczeniach statycznych i analizie zebranych danych odnośnie przedmiotowej budowli stwierdzam, że:

- ogólny stan techniczny konstrukcji kościoła ocenia się jako niezadowalający ze wskazaniem do pilnego remontu,
- należy jak najszybciej wykonać wzmocnienie posadowienia kościoła, w obecnym stanie nasyp niekontrolowany gruntów antropogenicznych zalegający poniżej poziomu posadowienia większości fundamentów, nie stanowi wystarczającego utwierdzenia dla ścian kościoła; proponuje się wzmocnienie fundamentów metodą jet-grounting lub jej kombinacją, dobór metody wzmocnienia należy dostosować do wytycznych konserwatorskich i archeologicznych,
- kolejnym krokiem do ustabilizowania odchylonych ścian jest ich usztywnienie w poziomie gzymsów, proponuje się zastosowanie obwodowej klamry stalowej w poziomie gzymsu zarówno dla nawy jak i dla prezbiterium oraz połączenie sklamrowań ścian bocznych nawy i prezbiterium ściągami, podobnie jak ma to miejsce w chwili obecnej, ze względów estetycznych sklamrowanie można zagłębić w murze pod gzymsem, który prawdopodobnie w większości kwalifikuje się do rekonstrukcji, jednakże ostateczne rozwiązanie należy dostosować do wytycznych konserwatorskich,
- należy przywrócić wypełnienie pach sklepień,
- po wzmocnieniu posadowienia i wykonaniu konstrukcji wzmacniającej ściany i wypełnieniu pach, należy założyć marki na zarysowanych i spękanych ścianach oraz sklepieniach a następnie obserwować, czy rysy będą się powiększać, jeżeli spięcie konstrukcji w poziomie posadowienia więźby dachowej okaże się wystarczające, należy dokonać renowacji spękanych murów, w przeciwnym wypadku należy rozważyć wykonanie sklamrowania również poniżej poziomu pach sklepień, dobór metody naprawy muru należy dostosować do wytycznych konserwatorskich, proponuje się kombinację szycia muru prętami spiralnymi i lokalnych przemurowań,
- należy pilnie przeprowadzić remont przekrycia dachu, po zdjęciu dachówki należy zweryfikować stan deskowania i elementów konstrukcyjnych położonych w górnej części obu więźb dachowych (w chwili obecnej dostęp do elementów położonych bliżej kalenicy jest utrudniony, na poziomie dostępnym dla oględzin nie zauważono oznak zawilgocenia, korozji biologicznej ani innych nieprawidłowości poza wymienionymi w punkcie 2.2.4), w razie konieczności uzupełnić lub wymienić uszkodzone elementy drewniane w obu więźbach,
- należy dokonać wymiany orynnowania, opierzenia i obróbek blacharskich oraz zapewnić odbiór wód opadowych z rynien i rur spustowych do kanalizacji deszczowej lub studni chłonnych a nie jak ma to miejsce w chwili obecnej na mury i teren wokół murów kościoła,
- należy wykonać badania architektoniczne oraz sporządzić program prac konserwatorskich dla całego kościoła i ściśle wg. jego wytycznych prowadzić remont oraz zabezpieczyć detale architektoniczne,
- podczas prac remontowych należy dokonać bardzo szczegółowej inwentaryzacji, w szczególności detali architektonicznych, by możliwie wiernie odtworzyć stan pierwotny obiektu.

Podsumowując stwierdzam, że kościół kwalifikuje się do remontu. Najpilniejsze prace to wzmocnienie fundamentów oraz zabezpieczenie przed dalszą utratą stateczności ścian. Bardzo ważny jest również remont przekrycia połączony z wymianą obróbek blacharskich, orynnowania i prawidłowym odprowadzeniem wód opadowych.

Po wykonaniu tych prac należy również pomyśleć o zadbaniu o estetykę i dokonać renowacji spękanych ścian i sklepień.

Konieczne jest sporządzenie szczegółowego Programu Prac Konserwatorskich dla ocalenia jak największej części oryginalnej substancji a zwłaszcza detali architektonicznych. Podczas remontu więźby dachowej zostanie odsłonięta konstrukcja dachu. Należy wówczas przeprowadzić dodatkowe oględziny i dokonać weryfikacji stanu technicznego obecnie niedostępnych elementów więźby.

Przeprowadzenie prac remontowych zgodnie z powyższymi wytycznymi nie będzie miało negatywnego wpływu na pracę konstrukcji całej budowli.

OPRACOWAŁA:

mgr inż. Jadwiga Błońska
upr. bud. nr POM/0305/PWOK/13
W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ BEZ OGRANICZEŃ

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

1.0. ZAŁOŻENIA OGÓLNE - WG PN-EN 1991-1-1:

1.1. WSPÓŁCZYNNIKI BEZPIECZEŃSTWA:

1.1.1. Ciężar obciążenia stałe:

- γ_f = 1,1 (0,9) dla kombinacji EQU
- γ_f = 1,35 (1,15) dla kombinacji STR
- γ_f = 1 dla kombinacji SGU

1.1.2. Obciążenie użytkowe oraz obciążenie śniegiem i wiatrem:

- γ_f = 1,5 dla kombinacji EQU
- γ_f = 1,5 dla kombinacji STR
- γ_f = 1 dla kombinacji SGU

1.2. OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE:

Wysokość obiektu 21m, kąt nachylenia dachu 47,5-55°

1.2.1. Obciążenie śniegiem:

- strefa III s_k = 1,6kN/m²,
- współczynniki μ = 0,16 , C_e = 0,8 C_t = 1
- obciążenie średnioterminowe,

1.2.2. Obciążenie wiatrem:

- strefa I $q_{b,0}$ = 0,3kN/m²,
- teren kategorii IV, $c_e(z)$= 1,98
- współczynniki ciśnienia zewnętrznego dla połaci dachów c_{pe0}=0,7/-0,3/-0,2, c_{pe90}=-1,1/-1,3
- współczynniki ciśnienia zewnętrznego dla ścian c_{pe}=-1,2
- współczynnik konstrukcyjny $c_s c_d$ =1
- obciążenie krótkoterminowe,

1.3. OBCIĄŻENIA UŻYTKOWE:

1.3.1. Obciążenie użytkowe:

- kategoria powierzchni – poddasze nieużytkowe, kategoria A, przyjęto – q_k = 1,2kN/m², obciążenie długoterminowe
- kategoria powierzchni – dach, kategoria H, przyjęto - q_k = 0,5kN/m², obciążenie krótkoterminowe,

1.4. OBCIĄŻENIA STAŁE:

- ciężar własny konstrukcji (uwzględniony automatycznie przez program obliczeniowy)
- ciężar własny warstw wykończeniowych:

DACH

Rodzaj obciążenia	p_k [kN/m²]
dachówka zakładkowa	0,700
deskowanie 3,2cm	0,192
Σg	0,892

STROP

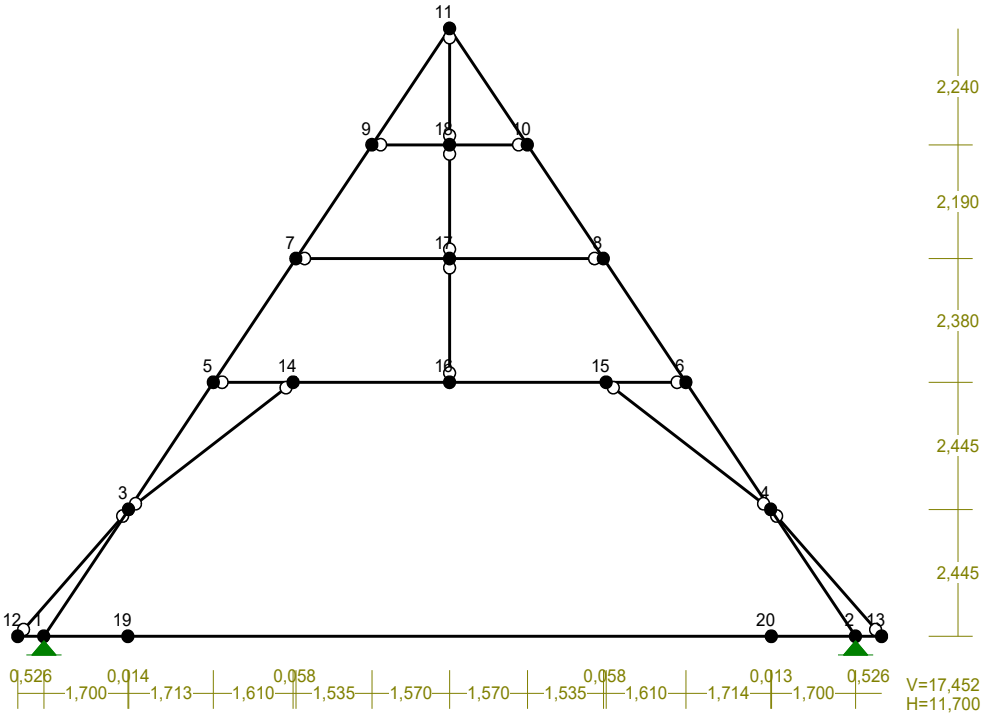
Rodzaj obciążenia	p_k [kN/m²]
deski na legarach	0,200
Σg	0,200

2.0. SPRAWDZENIE STANÓW GRANICZNYCH ELEMENTÓ KONSTRUKCJI

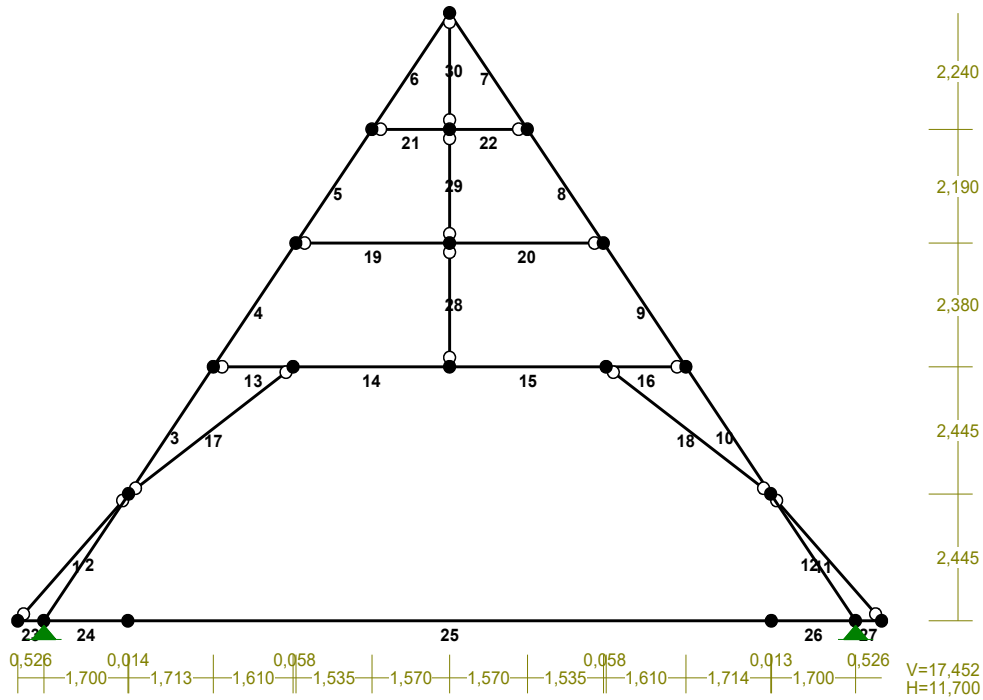
2.1. Dachy:

2.1.1. Dach nad nawą

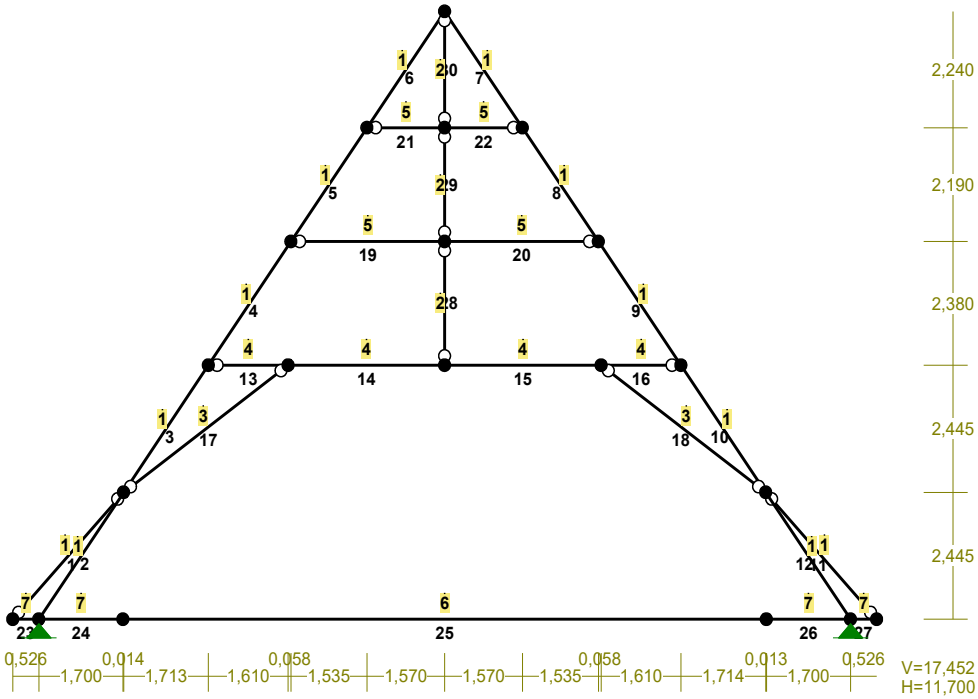
WĘZŁY:



PRĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - cięgno

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	11	11	2	2,240	2,445	3,316	1,000	1 Krokwie
2	00	0	2	1,714	2,445	2,986	1,000	1 Krokwie
3	00	2	4	1,713	2,445	2,985	1,000	1 Krokwie
4	00	4	6	1,668	2,380	2,906	1,000	1 Krokwie
5	00	6	8	1,535	2,190	2,674	1,000	1 Krokwie
6	00	8	10	1,570	2,240	2,735	1,000	1 Krokwie
7	00	10	9	1,570	-2,240	2,735	1,000	1 Krokwie
8	00	9	7	1,535	-2,190	2,674	1,000	1 Krokwie
9	00	7	5	1,668	-2,380	2,906	1,000	1 Krokwie
10	00	5	3	1,714	-2,445	2,986	1,000	1 Krokwie
11	11	3	12	2,239	-2,445	3,315	1,000	1 Krokwie
12	00	3	1	1,713	-2,445	2,985	1,000	1 Krokwie
13	10	4	13	1,610	0,000	1,610	1,000	4 Jętka dolna
14	00	13	15	3,163	0,000	3,163	1,000	4 Jętka dolna
15	00	15	14	3,163	0,000	3,163	1,000	4 Jętka dolna
16	01	14	5	1,610	0,000	1,610	1,000	4 Jętka dolna
17	11	2	13	3,323	2,445	4,126	1,000	3 Miecze
18	11	14	3	3,324	-2,445	4,126	1,000	3 Miecze
19	10	6	16	3,105	0,000	3,105	1,000	5 Jętka
20	01	16	7	3,105	0,000	3,105	1,000	5 Jętka
21	10	8	17	1,570	0,000	1,570	1,000	5 Jętka
22	01	17	9	1,570	0,000	1,570	1,000	5 Jętka
23	00	11	0	0,526	0,000	0,526	1,000	7 Jętka stropowa boki
24	00	0	18	1,700	0,000	1,700	1,000	7 Jętka stropowa boki
25	00	18	19	13,000	0,000	13,000	1,000	6 Jętka stropowa
26	00	19	1	1,700	0,000	1,700	1,000	7 Jętka stropowa boki
27	00	1	12	0,526	0,000	0,526	1,000	7 Jętka stropowa boki
28	11	15	16	0,000	2,380	2,380	1,000	2 Wieszaki
29	11	16	17	0,000	2,190	2,190	1,000	2 Wieszaki
30	11	17	10	0,000	2,240	2,240	1,000	2 Wieszaki

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]		Materiał:
1	513,0	31165	15433	2309	2309	27,0	1,2E+2	Drewno C20
2	324,0	8748	8748	972	972	18,0	1,2E+2	Drewno C20
3	252,0	6804	4116	756	756	18,0	1,2E+2	Drewno C20
4	540,0	40500	14580	2700	2700	30,0	1,2E+2	Drewno C20
5	360,0	12000	9720	1200	1200	20,0	1,2E+2	Drewno C20
6	900,0	67500	67500	4500	4500	30,0	1,2E+2	Drewno C20
7	1680,0	439040	126000	15680	15680	56,0	1,2E+2	Drewno C20

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
124 Drewno C20	10	20,000	5,0E-6

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
Kombinatoryka obciążeń
RM_Win v. 11.67 licencja nr 26191

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
CW-"Ciężar własny"	Stałe		1,35/1,00	
A -"warstwy wykończeniowe"	Stałe		1,35	
N -"wiatr w poprzek kościoła"	Zmienne	1	1,50	1,00
R -"śnieg wariant II"	Zmienne	1	1,50	1,00
S -"śnieg wariant I"	Zmienne	1	1,50	1,00
T -"śnieg wariant III"	Zmienne	1	1,50	1,00
U -"użytkowe"	Zmienne	1	1,50	1,00
W -"wiatr wzdłuż kościoła"	Zmienne	1	1,50	1,00

RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.:	Relacje:
Ciężar wł.	ZAWSZE
CW -"ciężar własny"	EWENTUALNIE
A -"warstwy wykończeniowe"	EWENTUALNIE
N -"wiatr w poprzek kościoła"	EWENTUALNIE Występ. tylko z: A Nie występuje z: W
R -"śnieg wariant II"	EWENTUALNIE Występ. tylko z: A Nie występuje z: ST
S -"śnieg wariant I"	EWENTUALNIE Występ. tylko z: A Nie występuje z: RT
T -"śnieg wariant III"	EWENTUALNIE Występ. tylko z: A Nie występuje z: RS
U -"użytkowe"	EWENTUALNIE Występ. tylko z: A
W -"wiatr wzdłuż kościoła"	EWENTUALNIE Występ. tylko z: A Nie występuje z: N

KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

Nr:	Specyfikacja:
1	ZAWSZE : CW+A EWENTUALNIE: N+R+S+T+U+W

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	**33,30***	45,16	56,11		CW ASU
	12,43*	27,63	30,30		cw AN
	29,12	**45,43***	53,96		CW ANSU
	13,00	**18,08***	22,27		cw AW
	33,30	45,16	**56,11***		CW ASU
2	**-13,00***	18,08	22,27		cw AW
	-38,80*	48,68	62,25		CW ANSU
	-38,80	**48,68***	62,25		CW ANSU
	-13,00	**18,08***	22,27		cw AW
	-38,80	48,68	**62,25***		CW ANSU

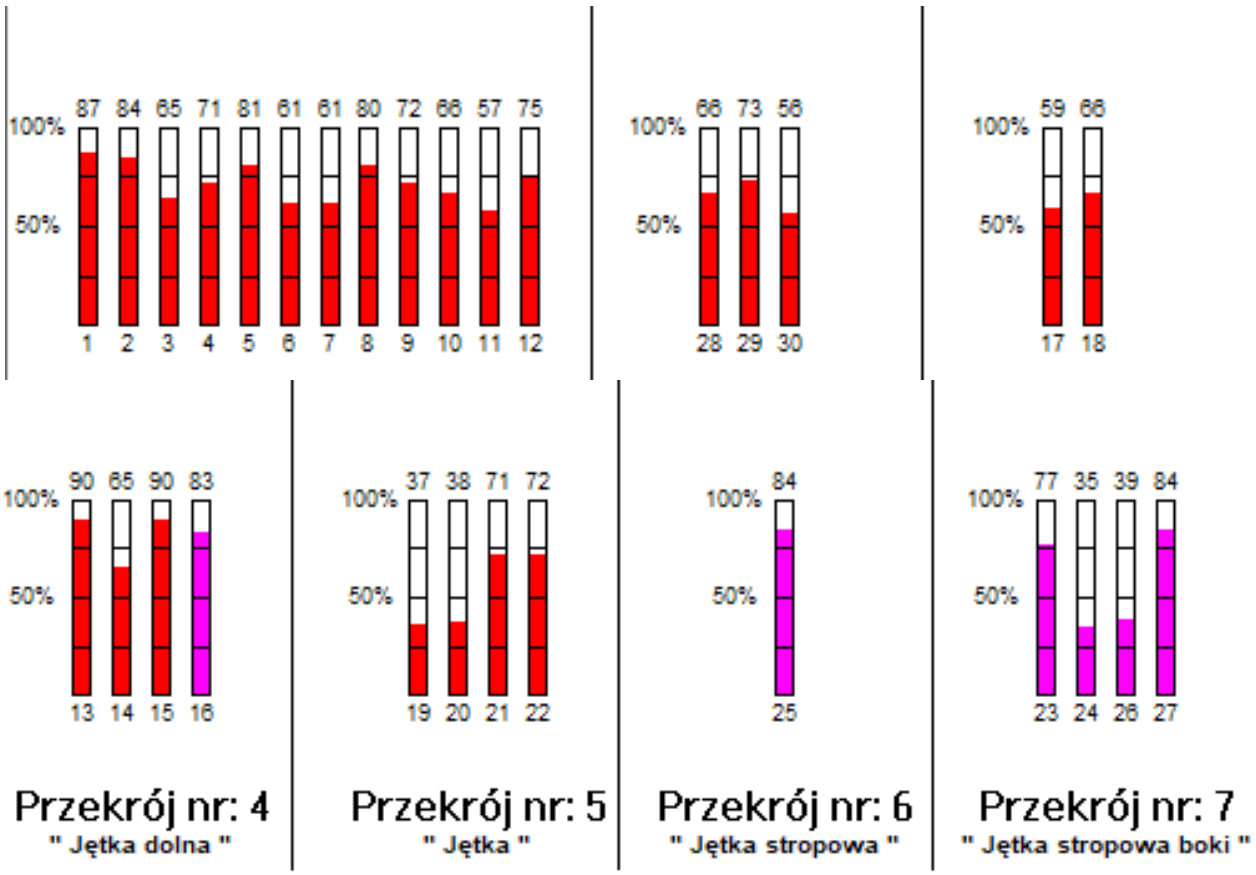
* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia char.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	**23,60***	32,39	40,07		CW ASU
	11,19*	22,98	25,56		CW AN
	20,81	**32,57***	38,65		CW ANSU
	11,57	**16,61***	20,25		CW AW
	23,60	32,39	**40,07***		CW ASU
2	**-11,57***	16,61	20,25		CW AW
	-27,26*	34,73	44,15		CW ANSU
	-27,26	**34,73***	44,15		CW ANSU
	-11,57	**16,61***	20,25		CW AW
	-27,26	34,73	**44,15***		CW ANSU

* = Wartości ekstremalne

Obliczenia wykonano w programie RM-WIN. Wykresy wytężenia elementów konstrukcji poniżej:

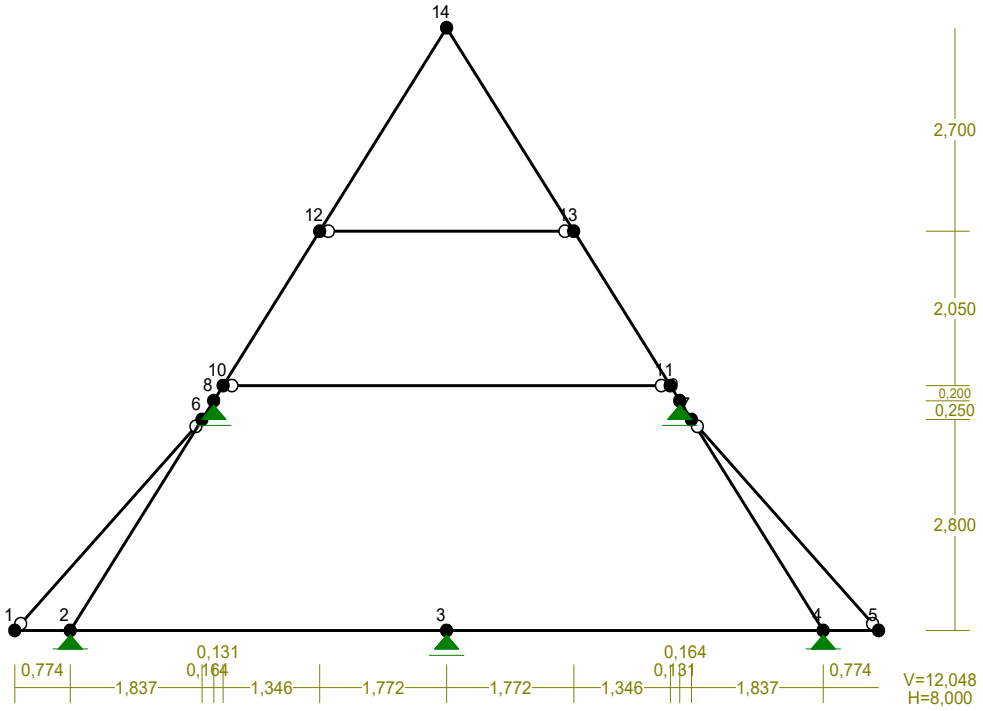


Rozstaw krokwi ~1m, drewno kl C20

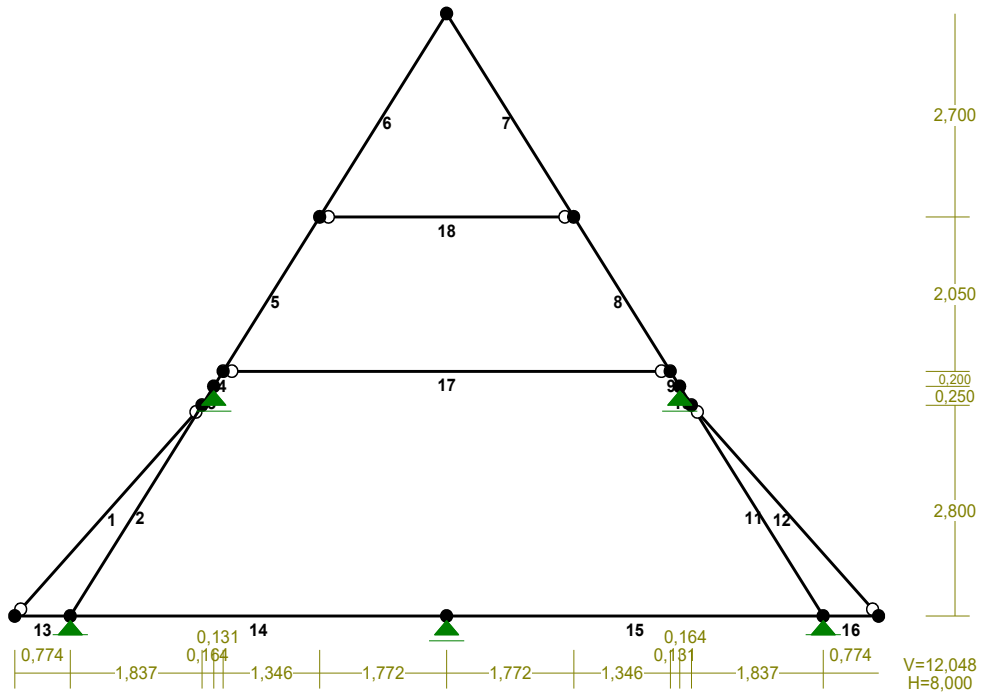
Konstrukcja spełnia zarówno stan graniczny nośności jak i użytkowania

2.1.2. Dach nad prezbiterium wiązar podstawowy

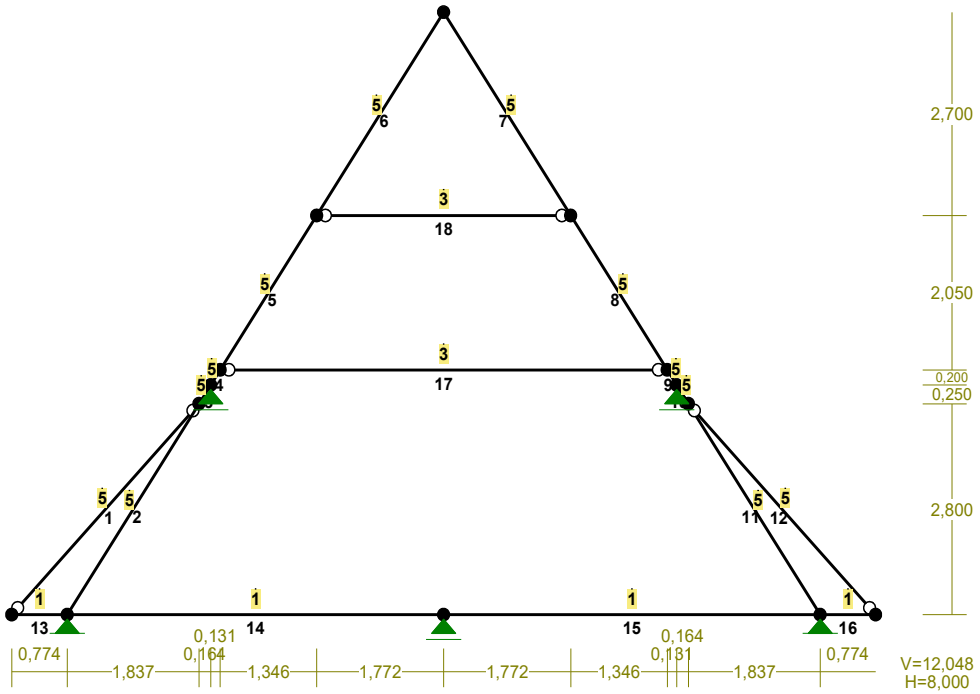
WĘZŁY:



PRĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - cięgno

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	11	0	5	2,611	2,800	3,828	1,000	5 Krokwie
2	00	1	5	1,837	2,800	3,349	1,000	5 Krokwie
3	00	5	7	0,164	0,250	0,299	1,000	5 Krokwie
4	00	7	9	0,131	0,200	0,239	1,000	5 Krokwie
5	00	9	11	1,346	2,050	2,452	1,000	5 Krokwie
6	00	11	13	1,772	2,700	3,230	1,000	5 Krokwie
7	00	13	12	1,772	-2,700	3,230	1,000	5 Krokwie
8	00	12	10	1,346	-2,050	2,452	1,000	5 Krokwie
9	00	10	8	0,131	-0,200	0,239	1,000	5 Krokwie
10	00	8	6	0,164	-0,250	0,299	1,000	5 Krokwie
11	00	6	3	1,837	-2,800	3,349	1,000	5 Krokwie
12	11	6	4	2,611	-2,800	3,828	1,000	5 Krokwie
13	00	0	1	0,774	0,000	0,774	1,000	1 Belka stropowa
14	00	1	2	5,250	0,000	5,250	1,000	1 Belka stropowa
15	00	2	3	5,250	0,000	5,250	1,000	1 Belka stropowa
16	00	3	4	0,774	0,000	0,774	1,000	1 Belka stropowa
17	11	9	10	6,236	0,000	6,236	1,000	3 Jętka
18	11	11	12	3,544	0,000	3,544	1,000	3 Jętka

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	520,0	29293	17333	2253	2253	26,0	1,2E+2 Drewno C20
3	441,0	16207	16207	1544	1544	21,0	1,2E+2 Drewno C20
5	400,0	13333	13333	1333	1333	20,0	1,2E+2 Drewno C20

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
124 Drewno C20	10	20,000	5,0E-6

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
Kombinatoryka obciążeń
RM_Win v. 11.67 licencja nr 26191

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
CW-"Ciężar własny"	Stałe		1,10	
A -"warstwy wykończeniowe"	Stałe		1,35	
N -"wiatr w poprzek kościoła"	Zmienne	1	1,50	1,00
R -"śnieg wariant II"	Zmienne	1	1,50	1,00
S -"śnieg wariant I"	Zmienne	1	1,50	1,00
T -"śnieg wariant III"	Zmienne	1	1,50	1,00
U -"użytkowe"	Zmienne	1	1,50	1,00
W -"wiatr wzdłuż kościoła"	Zmienne	1	1,50	1,00

RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.:	Relacje:
CW -"Ciężar własny"	EWENTUALNIE
A -"warstwy wykończeniowe"	EWENTUALNIE
N -"wiatr w poprzek kościoła"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: W
R -"śnieg wariant II"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: ST
S -"śnieg wariant I"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: RT
T -"śnieg wariant III"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: RS
U -"użytkowe"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
W -"wiatr wzdłuż kościoła"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: N

KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

Nr:	Specyfikacja:
1	ZAWSZE : CW+A
	EWENTUALNIE: N+R+S+T+U+W

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
2	**4,68***	11,34	12,27		CW ASUW
	-2,49*	2,86	3,79		CW AN
	2,81	**12,37***	12,69		CW ASU
	-2,49	**2,86***	3,79		CW AN
	2,81	12,37	**12,69***		CW ASU
3	**0,00***	12,60	12,60		CW AUW
	0,00*	2,52	2,52		CW ANS
	0,00*	2,56	2,56		CW A
	0,00	**12,60***	12,60		CW AUW
	0,00	**2,52***	2,52		CW ANS
	0,00	12,60	**12,60***		CW AUW
4	**-1,45***	6,94	7,09		CW A
	-5,75*	16,73	17,69		CW ANSU
	-5,75	**16,73***	17,69		CW ANSU
	-3,32	**5,92***	6,78		CW AW
	-5,75	16,73	**17,69***		CW ANSU
8	**0,00***	16,88	16,88		CW ANS
	0,00*	4,16	4,16		CW AUW
	0,00*	9,84	9,84		CW A

	0,00	**16,88***	16,88	CW ANS
	0,00	**4,16***	4,16	CW AUW
	0,00	16,88	**16,88***	CW ANS
9	**0,00***	11,03	11,03	CW AS
	0,00*	4,16	4,16	CW AUW
	0,00*	9,84	9,84	CW A
	0,00	**11,03***	11,03	CW AS
	0,00	**4,16***	4,16	CW AUW
	0,00	11,03	**11,03***	CW AS

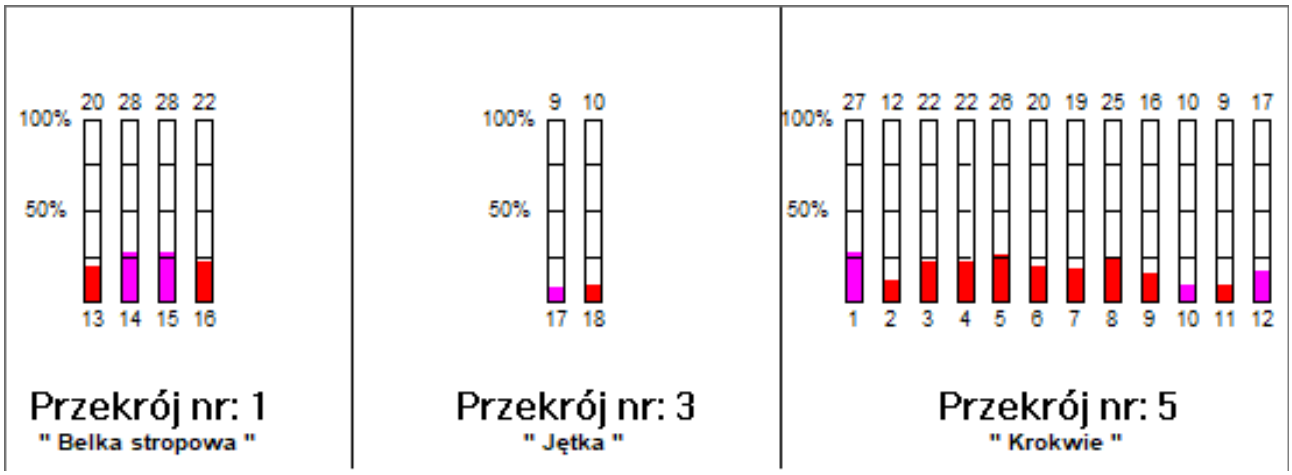
* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia char.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
2	**3,29***	8,37	9,00		CW ASUW
	-1,49*	2,72	3,10		CW AN
	2,04	**9,06***	9,29		CW ASU
	-1,49	**2,72***	3,10		CW AN
	2,04	9,06	**9,29***		CW ASU
3	**0,00***	8,80	8,80		CW AUW
	0,00*	2,08	2,08		CW ANS
	0,00*	2,10	2,10		CW A
	0,00	**8,80***	8,80		CW AUW
	0,00	**2,08***	2,08		CW ANS
	0,00	8,80	**8,80***		CW AUW
4	**-1,13***	5,45	5,56		CW A
	-4,00*	11,97	12,62		CW ANSU
	-4,00	**11,97***	12,62		CW ANSU
	-2,38	**4,76***	5,32		CW AW
	-4,00	11,97	**12,62***		CW ANSU
8	**0,00***	12,35	12,35		CW ANS
	0,00*	3,87	3,87		CW AUW
	0,00*	7,65	7,65		CW A
	0,00	**12,35***	12,35		CW ANS
	0,00	**3,87***	3,87		CW AUW
	0,00	12,35	**12,35***		CW ANS
9	**0,00***	8,45	8,45		CW AS
	0,00*	3,86	3,86		CW AUW
	0,00*	7,65	7,65		CW A
	0,00	**8,45***	8,45		CW AS
	0,00	**3,86***	3,86		CW AUW
	0,00	8,45	**8,45***		CW AS

* = Wartości ekstremalne

Obliczenia wykonano w programie RM-WIN. Wykresy wytężenia poniżej:

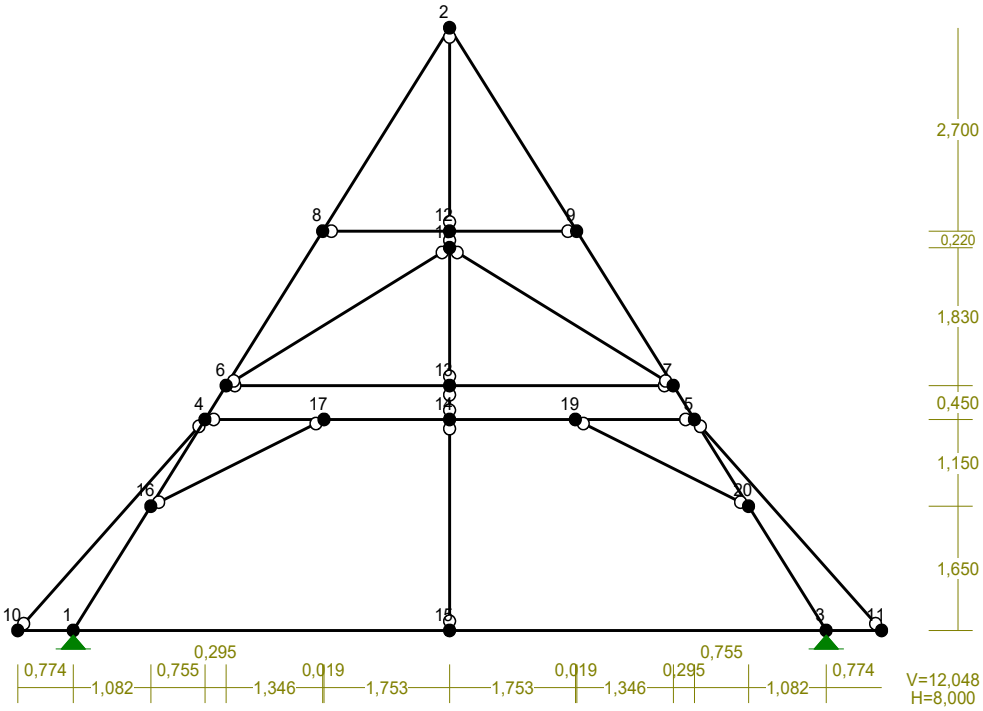


rozstaw krokwi ~0,8m, drewno kl C20

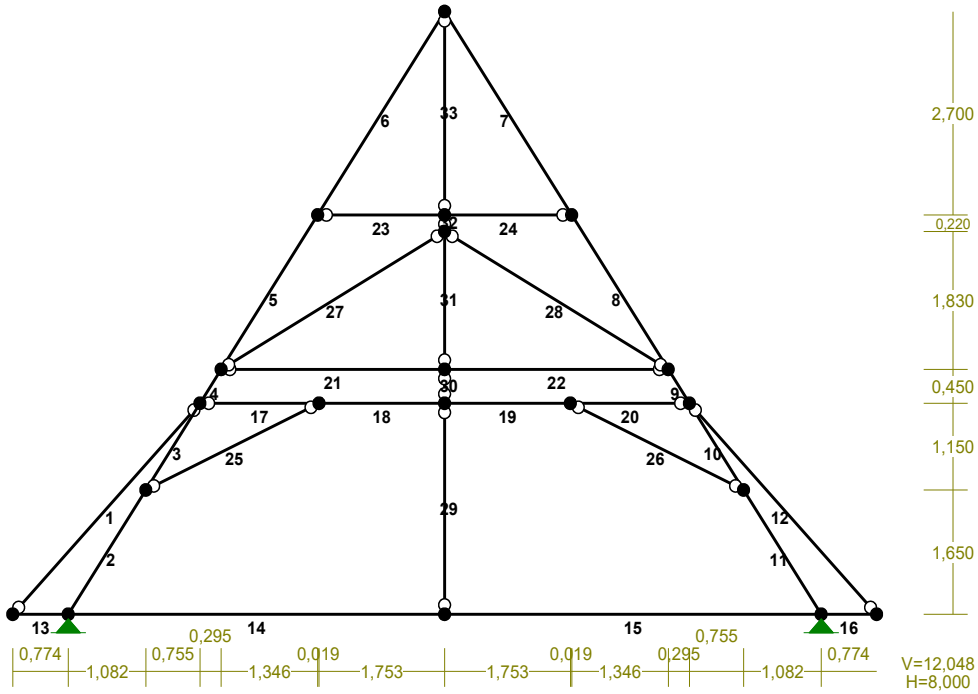
Konstrukcja spełnia zarówno stan graniczny nośności jak i użytkowania

2.1.3. Dach nad prezbiterium wiązar stolcowy:

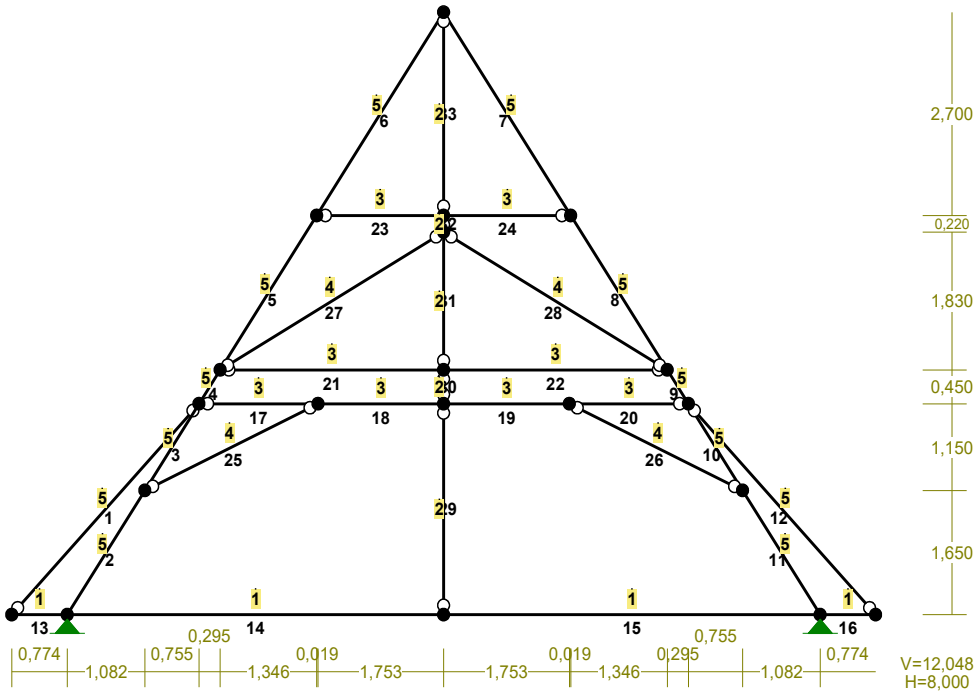
WĘZŁY:



PRĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - cięgno

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	11	9	3	2,611	2,800	3,828	1,000	5 Krokwie
2	00	0	15	1,082	1,650	1,973	1,000	5 Krokwie
3	00	15	3	0,755	1,150	1,376	1,000	5 Krokwie
4	00	3	5	0,295	0,450	0,538	1,000	5 Krokwie
5	00	5	7	1,346	2,050	2,452	1,000	5 Krokwie
6	00	7	1	1,772	2,700	3,230	1,000	5 Krokwie
7	00	1	8	1,772	-2,700	3,230	1,000	5 Krokwie
8	00	8	6	1,346	-2,050	2,452	1,000	5 Krokwie
9	00	6	4	0,295	-0,450	0,538	1,000	5 Krokwie
10	00	4	19	0,755	-1,150	1,376	1,000	5 Krokwie
11	00	19	2	1,082	-1,650	1,973	1,000	5 Krokwie
12	11	4	10	2,611	-2,800	3,828	1,000	5 Krokwie
13	00	9	0	0,774	0,000	0,774	1,000	1 Belka stropowa
14	00	0	14	5,250	0,000	5,250	1,000	1 Belka stropowa
15	00	14	2	5,250	0,000	5,250	1,000	1 Belka stropowa
16	00	2	10	0,774	0,000	0,774	1,000	1 Belka stropowa
17	10	3	16	1,660	0,000	1,660	1,000	3 Jętka
18	00	16	13	1,753	0,000	1,753	1,000	3 Jętka
19	00	13	18	1,753	0,000	1,753	1,000	3 Jętka
20	01	18	4	1,660	0,000	1,660	1,000	3 Jętka
21	10	5	12	3,118	0,000	3,118	1,000	3 Jętka
22	01	12	6	3,118	0,000	3,118	1,000	3 Jętka
23	10	7	11	1,772	0,000	1,772	1,000	3 Jętka
24	01	11	8	1,772	0,000	1,772	1,000	3 Jętka
25	11	15	16	2,415	1,150	2,675	1,000	4 Miecze
26	11	18	19	2,415	-1,150	2,675	1,000	4 Miecze
27	11	5	17	3,118	1,830	3,615	1,000	4 Miecze
28	11	17	6	3,118	-1,830	3,615	1,000	4 Miecze
29	11	14	13	0,000	2,800	2,800	1,000	2 Słup
30	11	13	12	0,000	0,450	0,450	1,000	2 Słup
31	10	12	17	0,000	1,830	1,830	1,000	2 Słup
32	01	17	11	0,000	0,220	0,220	1,000	2 Słup
33	11	11	1	0,000	2,700	2,700	1,000	2 Słup

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	520,0	29293	17333	2253	2253	26,0	1,2E+2 Drewno C20
2	729,0	44287	44287	3281	3281	27,0	1,2E+2 Drewno C20
3	441,0	16207	16207	1544	1544	21,0	1,2E+2 Drewno C20
4	323,0	9717	7779	1023	1023	19,0	1,2E+2 Drewno C20
5	400,0	13333	13333	1333	1333	20,0	1,2E+2 Drewno C20

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
124 Drewno C20	10	20,000	5,0E-6

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
Kombinatoryka obciążeń
RM_Win v. 11.67 licencja nr 26191

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
CW-"Ciężar własny"	Stałe		1,10	
A -"warstwy wykończeniowe"	Stałe		1,35	
N -"wiatr w poprzek kościoła"	Zmienne	1	1,50	1,00
R -"śnieg wariant II"	Zmienne	1	1,50	1,00
S -"śnieg wariant I"	Zmienne	1	1,50	1,00
T -"śnieg wariant III"	Zmienne	1	1,50	1,00
U -"użytkowe"	Zmienne	1	1,50	1,00
W -"wiatr wzdłuż kościoła"	Zmienne	1	1,50	1,00

RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.:	Relacje:
Ciężar wł.	ZAWSZE
CW -"Ciężar własny"	EWENTUALNIE
A -"warstwy wykończeniowe"	EWENTUALNIE
N -"wiatr w poprzek kościoła"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: W
R -"śnieg wariant II"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: ST
S -"śnieg wariant I"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: RT
T -"śnieg wariant III"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: RS
U -"użytkowe"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
W -"wiatr wzdłuż kościoła"	EWENTUALNIE
	Występ. tylko z: A
	Nie występuje z: N

KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

Nr:	Specyfikacja:
1	ZAWSZE : CW+A
	EWENTUALNIE: N+R+S+T+U+W

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	**63,04***	102,65	120,46		CW ASU
	22,31*	32,82	39,69		CW ATW
	62,94	**120,21***	135,69		CW ANSU
	22,31	**32,82***	39,69		CW ATW
	62,94	120,21	**135,69***		CW ANSU
3	**-22,31***	37,05	43,25		CW ATW
	-69,81*	97,05	119,55		CW ANSU
	-63,04	**102,66***	120,47		CW ASU
	-22,32	**32,83***	39,69		CW ARW
	-63,04	102,66	**120,47***		CW ASU

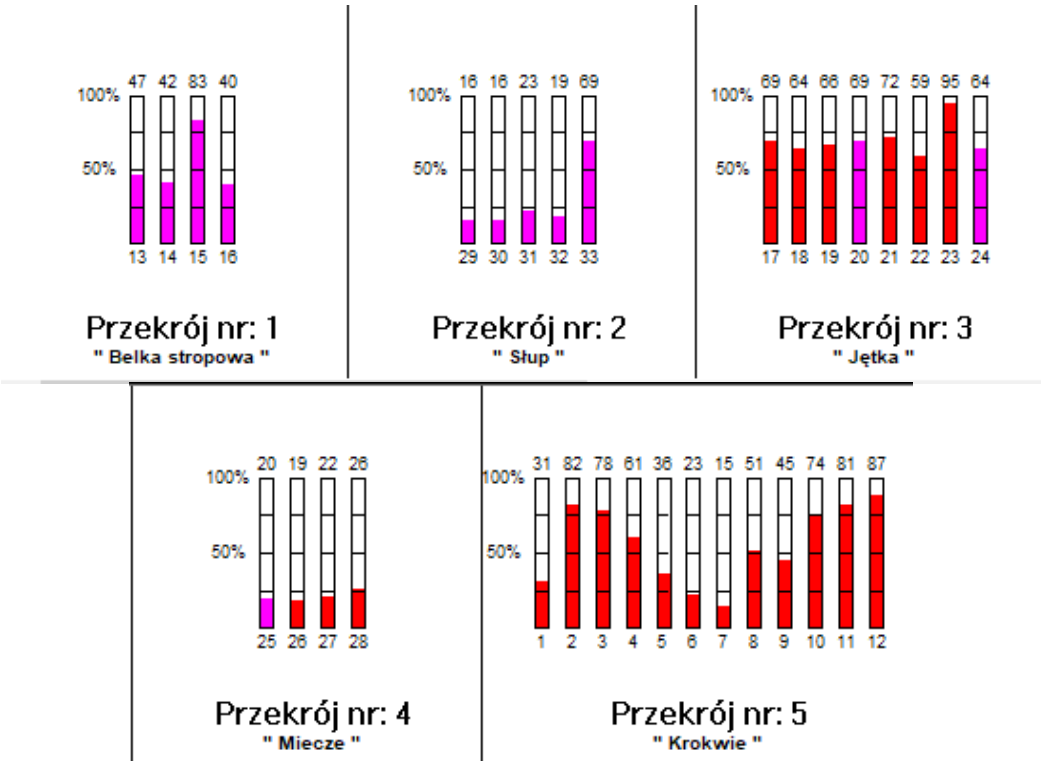
* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia char.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	**45,64***	74,44	87,32		CW ASU
	18,49*	27,88	33,46		CW ATW
	45,58	**86,14***	97,46		CW ANSU
	18,49	**27,88***	33,46		CW ATW
	45,58	86,14	**97,46***		CW ANSU
3	**-18,50***	30,70	35,84		CW ATW
	-50,16*	70,70	86,69		CW ANSU
	-45,64	**74,44***	87,32		CW ASU
	-18,50	**27,89***	33,46		CW ARW
	-45,64	74,44	**87,32***		CW ASU

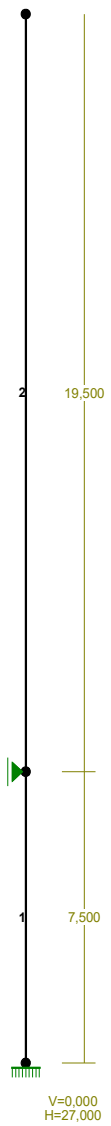
* = Wartości ekstremalne

Obliczenia wykonano w programie RM-WIN. Wykresy wytężenia poniżej:



rozstaw krokwi ~0,8m, drewno kl C20
Konstrukcja spełnia zarówno stan graniczny nośności jak i użytkowania

2.2. Sprawdzenie stateczności ścian
2.2.1. Ściana frontowa



OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

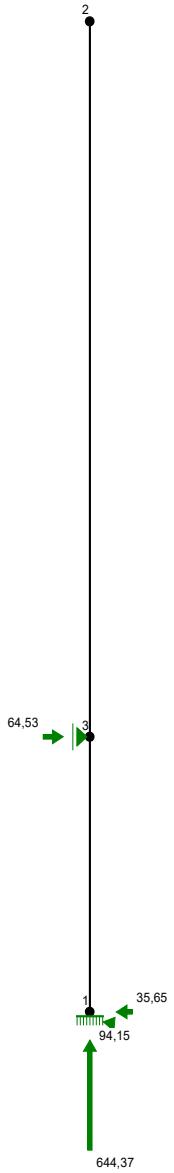
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "ciężar własny"			Zmienne	γf= 1,10	
1	Liniowe	0,0	27,00	27,00	0,00	7,50
2	Liniowe	0,0	14,76	14,76	0,00	11,70
2	Liniowe	0,0	27,00	27,00	11,70	19,50
Grupa:	W "wiatr"			Zmienne	γf= 1,50	
1	Liniowe	90,0	-0,71	-0,71	0,00	7,50
2	Liniowe	90,0	-0,71	-0,71	0,00	19,50

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
RM_Win v. 11.67 licencja nr 26191

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
A -"ciężar własny"	Zmienne	1	1,10	1,00
W -"wiatr"	Zmienne	1	1,50	1,00

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: AW

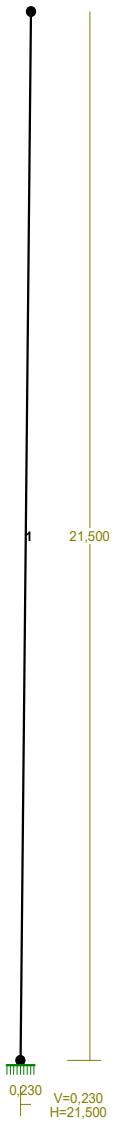
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-35,65	644,37	645,36	94,15
3	64,53	0,00	64,53	

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: AW

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-23,77	585,79	586,27	62,77
3	43,02	0,00	43,02	

Szacowana szerokość fundamentu ściany gr 1,3m to ~2m, mimośród reakcji pionowej wynosi 0,15m rdzeń fundamentu ~0,35m, rozkład naprężeń pod fundamentem korzystny siła pionowa działa w rdzeniu fundamentu.

2.2.2. Ściana szczytowa prezbiterium



OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

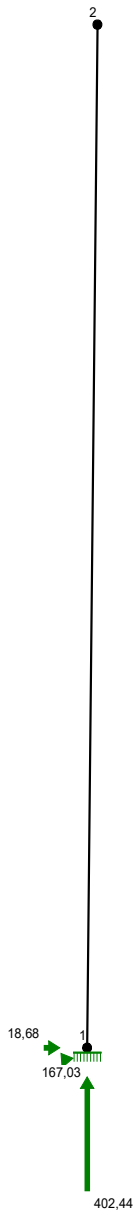
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "ciężar własny"			Zmienne	γf= 1,10	
1	Liniowe	0,6	20,70	20,70	0,00	13,50
1	Liniowe	0,6	10,80	10,80	13,50	21,50
Grupa:	W "wiatr"			Zmienne	γf= 1,50	
1	Liniowe	90,0	-0,71	-0,71	0,00	21,50

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
RM_Win v. 11.67 licencja nr 26191

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
A -"ciężar własny"	Zmienne	1	1,10	1,00
W -"wiatr"	Zmienne	1	1,50	1,00

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: AW

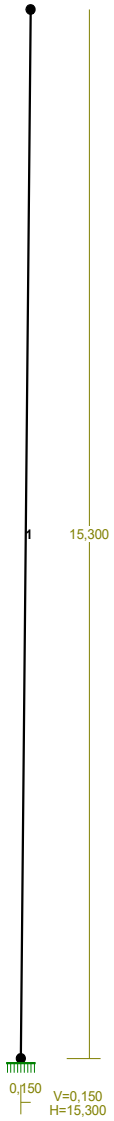
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	18,68	402,44	402,87	-167,03

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: AW

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	11,43	365,85	366,03	-92,17

Szacowana szerokość fundamentu ściany gr 1,3m to ~2m, mimośród reakcji pionowej wynosi 0,41m rdzeń fundamentu ~0,35m, rozkład naprężeń pod fundamentem średnio korzystny siła pionowa działa poza rdzeniem fundamentu.

2.2.3. Ściany boczne nawy – sprawdzenie dla ściany gr 1,8m obciążonej jedynie reakcją z dachu, bez reakcji ze sklepienia.



OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

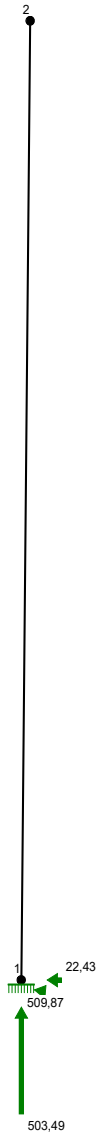
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "ciężar własny"			Zmienne	γf= 1,10	
1	Liniowe	0,0	27,00	27,00	7,80	15,30
1	Liniowe	0,0	27,00	27,00	0,00	7,80
Grupa:	R "reakcja z dachu"			Zmienne	γf= 1,42	
1	Skupione	89,4	27,32		15,30	
1	Skupione	0,0	34,28		15,30	
Grupa:	W "wiatr"			Zmienne	γf= 1,50	
1	Liniowe	90,0	-0,71	-0,71	7,80	15,30
1	Liniowe	90,0	-0,71	-0,71	0,00	7,80

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
RM_Win v. 11.67 licencja nr 26191

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
A -"ciężar własny"	Zmienne	1	1,10	1,00
R -"reakcja z dachu"	Zmienne	1	1,42	1,00
W -"wiatr"	Zmienne	1	1,50	1,00

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: ARW

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-22,43	503,49	503,99	509,87

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: ARW

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-16,41	447,67	447,97	370,74

Szacowana szerokość fundamentu ściany gr 1,8m to ~2,5m, mimośród reakcji pionowej wynosi ~1m rdzeń fundamentu ~0,42m, rozkład naprężeń pod fundamentem niekorzystny korzystny siła pionowa działa poza rdzeniem, o ~0,25m od krawędzi fundamentu.

2.2.4. Ściany boczne prezbiterium – sprawdzenie dla ściany z filarem o łącznej gr ~2,6m obciążonych reakcją z dachu i ze sklepienia.

OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

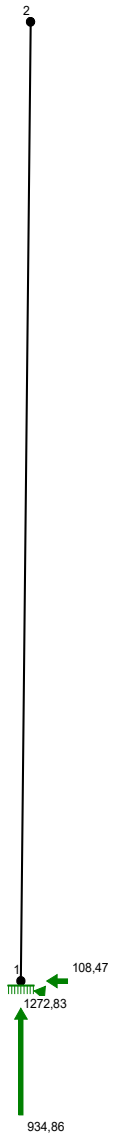
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "ciężar własny"			Zmienne	γf= 1,10	
1	Liniowe	0,6	46,80	46,80	0,00	13,50
Grupa:	R "reakcja z dachu"			Zmienne	γf= 1,38	
1	Skupione	89,4	45,65		13,50	
1	Skupione	0,0	74,33		13,50	
Grupa:	S "reakcja ze sklepienia"			Zmienne	γf= 1,10	
1	Skupione	90,0	47,75		7,50	
1	Skupione	0,0	124,19		7,50	
Grupa:	W "wiatr"			Zmienne	γf= 1,50	
1	Liniowe	90,0	-0,71	-0,71	0,00	13,50

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
RM_Win v. 11.67 licencja nr 26191

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
A -"ciężar własny"	Zmienne	1	1,10	1,00
R -"reakcja z dachu"	Zmienne	1	1,38	1,00
S -"reakcja ze sklepienia"	Zmienne	1	1,10	1,00
W -"wiatr"	Zmienne	1	1,50	1,00

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: ARSW

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-108,47	934,86	941,13	1272,83

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: ARSW

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-90,43	830,76	835,67	1020,49

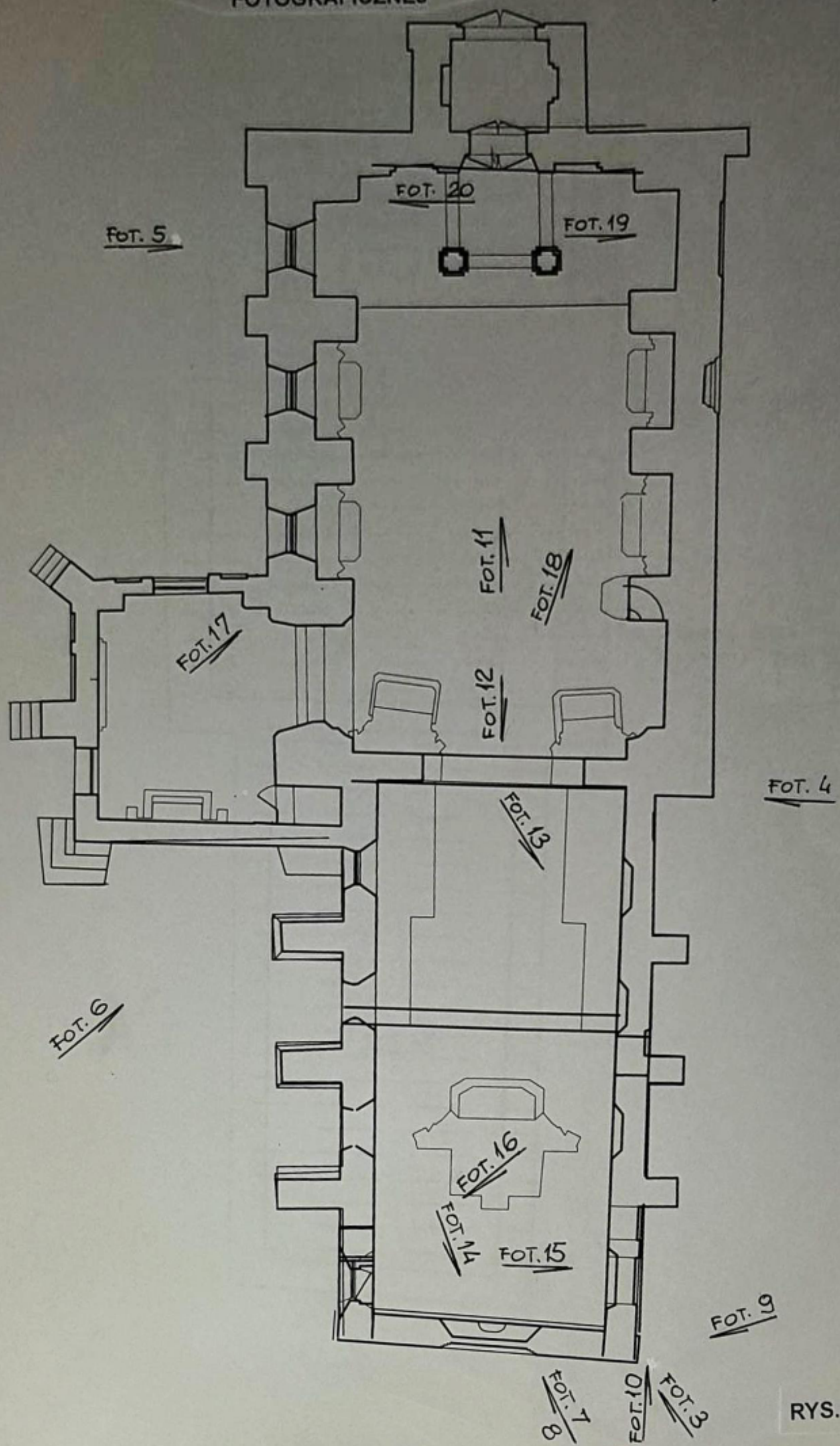
Szacowana szerokość fundamentu ściany gr 2,6m to ~3,5m, mimośród reakcji pionowej wynosi ~1,35m rdzeń fundamentu ~0,58m, rozkład naprężeń pod fundamentem niekorzystny korzystny siła pionowa działa poza rdzeniem, o ~0,4m od krawędzi fundamentu.

OBLICZENIA WYKONAŁA:

mgr inż. Jadwiga Błońska
upr. bud. nr POM/0305/PWOK/13
W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ BEZ OGRANICZEŃ

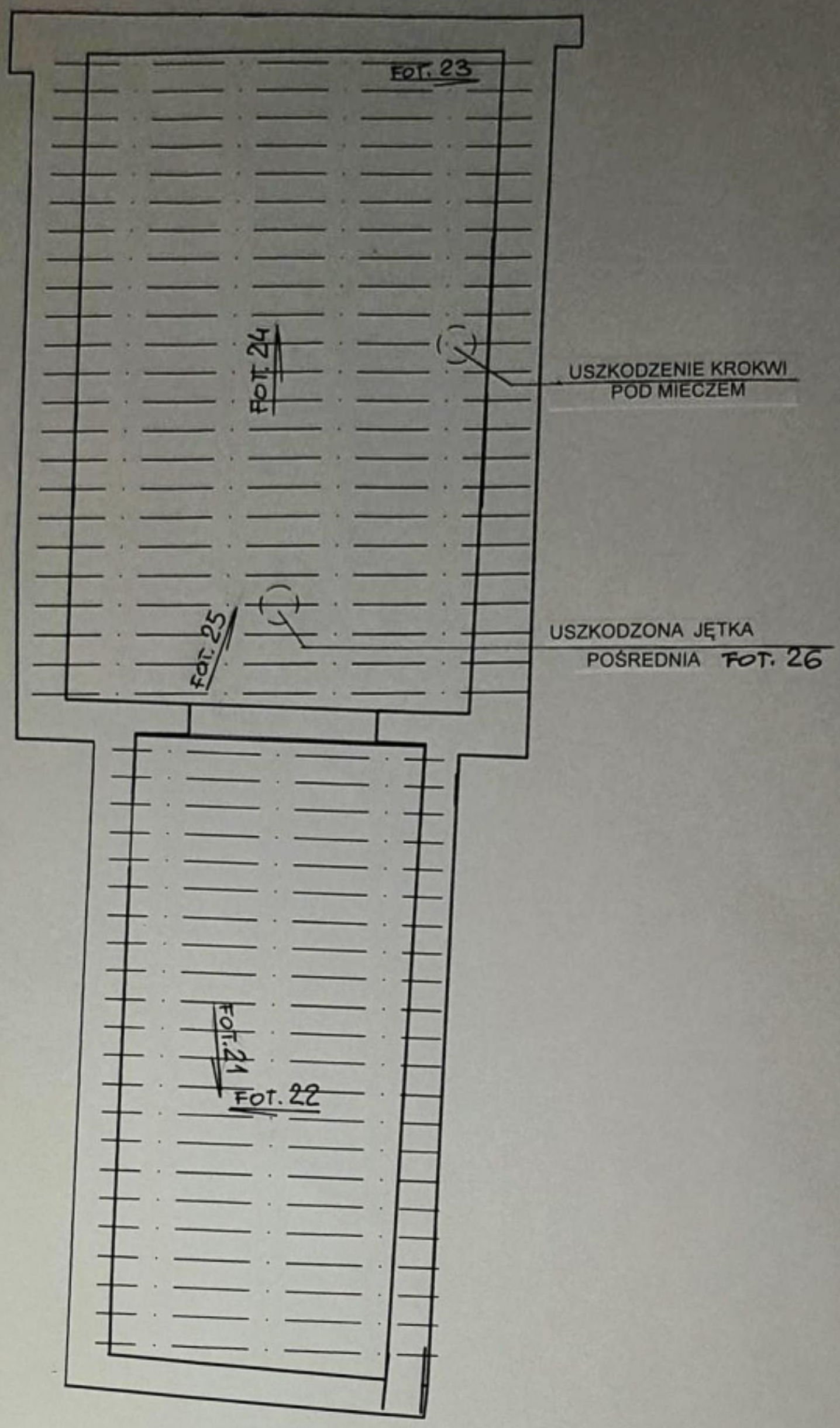
DOKUMENTACJA GRAFICZNA

RZUT PRZYZIEMIA
LOKALIZACJA DO DOKUMENTACJI FOTOGRAFICZNEJ



RYS. 4.1.1

RZUT WIĘŹBY DACHOWEJ
LOKALIZACJA DO DOKUMENTACJI FOTOGRAFICZNEJ



RYS. 4.1.2

Fot. 1 Elewacja zachodnia, widok kruchty i ściany frontowej.

Fot. 2 Elewacja południowa, widok bocznej ściany nawy i kaplicy św. Antoniego.

Fot. 3 Elewacja wschodnia, widok ściany szczytowej prezbiterium.

Fot. 4 Elewacja północna, widok ścian bocznych nawy i prezbiterium.

Fot. 5 Spękanie pionowe od nadproża w południowej ścianie nawy, uszkodzony i obluzowany gzyms, duży ubytek w tynku.

Fot. 6 Widok wschodniej ściany nawy, fragmentu południowej ściany prezbiterium i kaplicy św. Antoniego. Silne ubytki tynków i zawilgocienia ścian przy gruncie.

Fot. 7 Pionowe peknięcie ściany szczytowej prezbiterium.

Fot. 8 Widać kontynuację pionowego pęknięcia ściany aż do fundamentu.

Fot 9. Ściana północna prezbiterium, widać pięć poziomów ściągów przy ścianie szczytowej, zawilgocenia murów fundamentowych i pozostałości izolacji przeciwwilgociowej. Obok zachowany fragment murów miejskich.

Fot 10. Widok tegosamego naroża kościoła od strony wschodniej, rura spustowa kończy się ~3m nad poziomem terenu, w efekcie czego wody opadowe zalewają mury kosciola.

Fot 11. Wnętrze kościoła, nawa, widok sklepienia w kierunku kruchty i organów.

Fot. 12 Wnętrze kościoła, prezbiterium, widok sklepienia.

Fot. 13 Widok spekań na sklepieniu i ścianie pólnocnej prezbiterium: podłużne pęknięcie w zworniku, pionowe pęknięcia nadproży okiennych i ściany powyżej.

Fot. 14 Widok spękań ściany szczytowej prezbitrium od wewnątrz, liczne pionowe pęknięcia, prowizorycznie wypełnione pianką. Spękania widać też na łączeniu sklepienia i ściany szczytowej.

Fot.15 Widok pionowego pęknięcia w pólnocnej ścianie prezbiterium, pęknięcie biegnie od sklepienia przez nadproże aż do fundamentów.

Fot. 16 Analogiczne pęknięcie widać w przeciwległym oknie w scianie południowej.

Fot. 17 Zawilgocenie sklepienia w kaplicy św. Antoniego przy przejściu z nawy.

Fot. 18 Podłużne zarysowania sklepienia nad nawą, sposób zarysowania powtarzalny w lunetach okiennych.

Fot.19 Pionowe spękania północnej ściany nawy analogiczne spękania zaobserwowano od zewnątrz na ścianie południowej fot 5.

Fot 20. Spekania sklepienia nawy na granicy ze scianą frontową.

Fot. 21 Więźba dachowa nad prezbiterium.

Fot. 22 Widok spodu stropu nad sklepieniami prezbiterium, widać wzmocmniena belek stropowych wykonane ze stalowych ceowników.

Fot 23 Widok wzmocmnionych jętek stropowych więźby nawy, widoczne jest również pionowe pęknięcie będące kontynuacją peknięcia z fot 19. Widać również "wyczyszczone" pachy sklepienia.

Fot. 24 Widok więźby dachowej nad nawą.

Fot. 25 Rama stolcowa wieszarowa poniżej kalenicy więźby nad nawą.

Fot. 26 Widok więźby nad nawą. Uszkodzona jętka pośrednia.

ZAŁĄCZNIKI

Woj. warmińsko – mazurskie
Miejscowość : Barczewo
Obiekt pomiaru : Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie
Data pomiaru : 10.03.2018r.

OPERAT TECHNICZNY

Z POMIARU PIONOWOŚCI ŚCIAN

inż. Jakub Soliwoda
GEODETA

SPRAWOZDANIE TECHNICZNE

woj. warmińsko – mazurskie
Miejscowość **Barczewo**
Obiekt pomiaru : **Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie**
Rodzaj prac : **sprawdzenie pionowości ścian**
Data pomiaru : **10.03.2018r.**
Pomierzył i opracował : **inż. Jakub Soliwoda**

Sprzęt użyty do pomiarów : **Tachimetr elektroniczny South NTS-365R** – sprawdzony i zrektyfikowany przed pomiarem
Metoda pomiaru : **pomiar tachimetryczny w trybie bezlustrowym**
Dokładność pomiaru : **0.5cm**

Opis warunków pomiarowych :
Dostęp do ścian zewnętrznych kościoła był dobry. Warunki pozwalały na ustawienie instrumentu w odpowiedniej odległości i pod odpowiednim kątem do ścian. Ściany kościoła miały nieregularną strukturę – brak tynku na dużej części ścian, pęknięcia i nierówna struktura cegieł.
Ołtarze i wyposażenie kościoła uniemożliwiły pomiar ścian wewnątrz budynku.

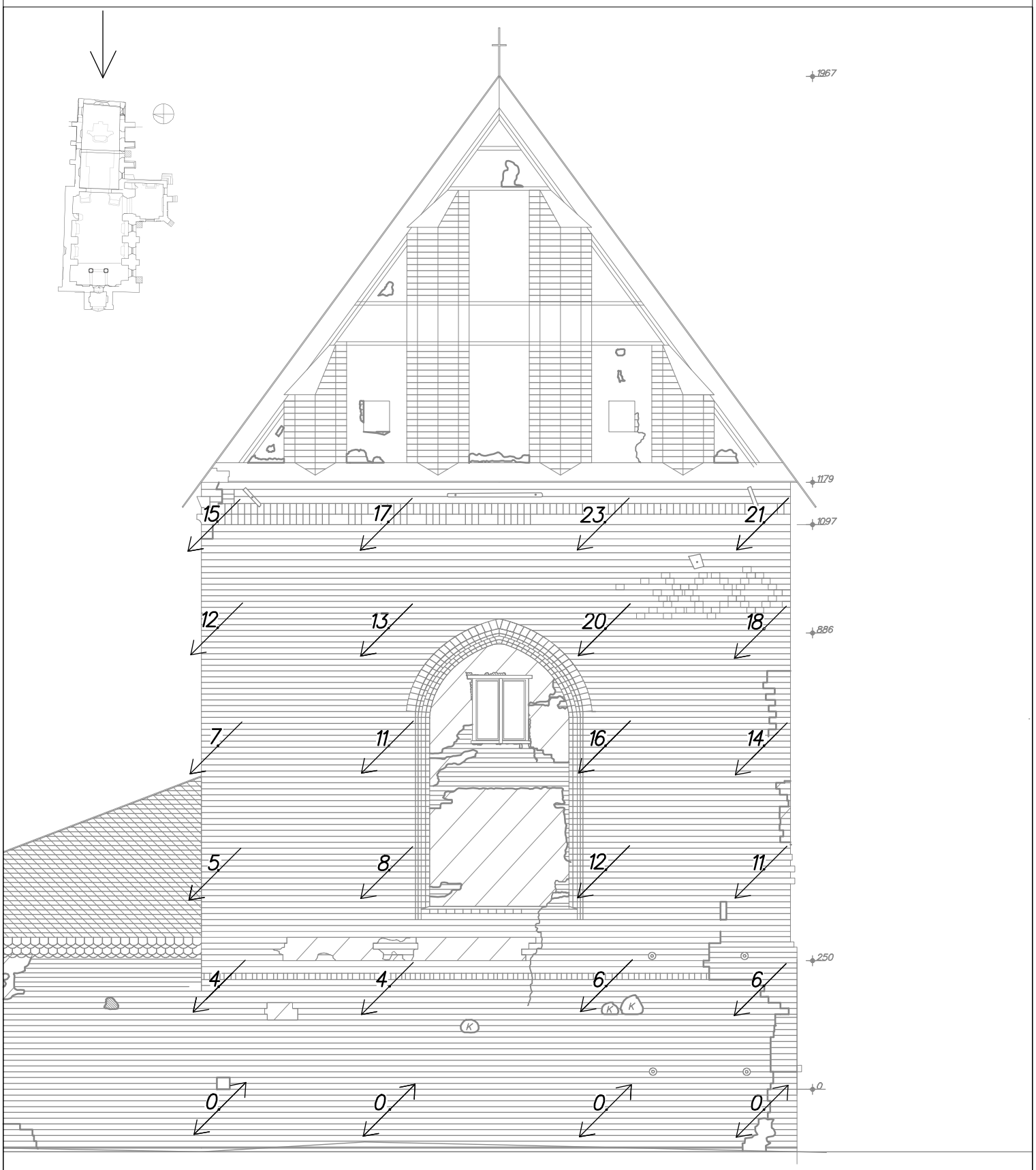
Opis pomiaru :
Pomiar wykonano metodą tachimetryczną – bezlustrową na sześciu stanowiskach – zaznaczonych na szkicach. Instrument ustawiany był naprzeciw mierzonej ściany, tak aby wyniki były jak najbardziej wiarygodne. Statyw stabilnie umocowano w gruncie, by minimalne odchylenia od pionu nie miały wpływu na dokładność pomiaru. Pomiar prowadzono w każdym punkcie dwukrotnie oraz w dwóch położeniach lunety. Z uwagi na nieregularność powierzchni ścian pomierzono kontrolnie większą ilość odczytów, a na szkicach umieszczono średnie wyniki pomiarów.
Pomiar przebiegł bez problemów, czynniki zewnętrzne nie oddziaływały negatywnie na wyniki.

Wnioski z pomiarów :

Wyniki pomiarów wkreślono na szkice na rzuty poszczególnych ścian. Wyniki podano w centymetrach z oznaczeniem w którą ze stron wychyla się mierzona ściana. W przeważającej większości odczyty wskazywały na pochylenie ścian na zewnątrz kościoła. Zgodnie z przypuszczeniami największe odchylenie zanotowano od strony wschodniej (od strony rzeki). Dochodzą one do 23cm od pionu w stronę zewnętrzną. Najlepiej prezentowały się ściany od zachodu – odchyłki do 7cm oraz od północnego-wschodu – odchyłki do 8 cm.
Obliczenia i szkice obliczono i opracowano w programie C-Geo v.8.
Zalecana jest systematyczna kontrola pionowości ścian przy pracach budowlanych osadzenie reperów roboczych i badanie osiadania ścian.

INWENTARYZACJA ŚCIAN

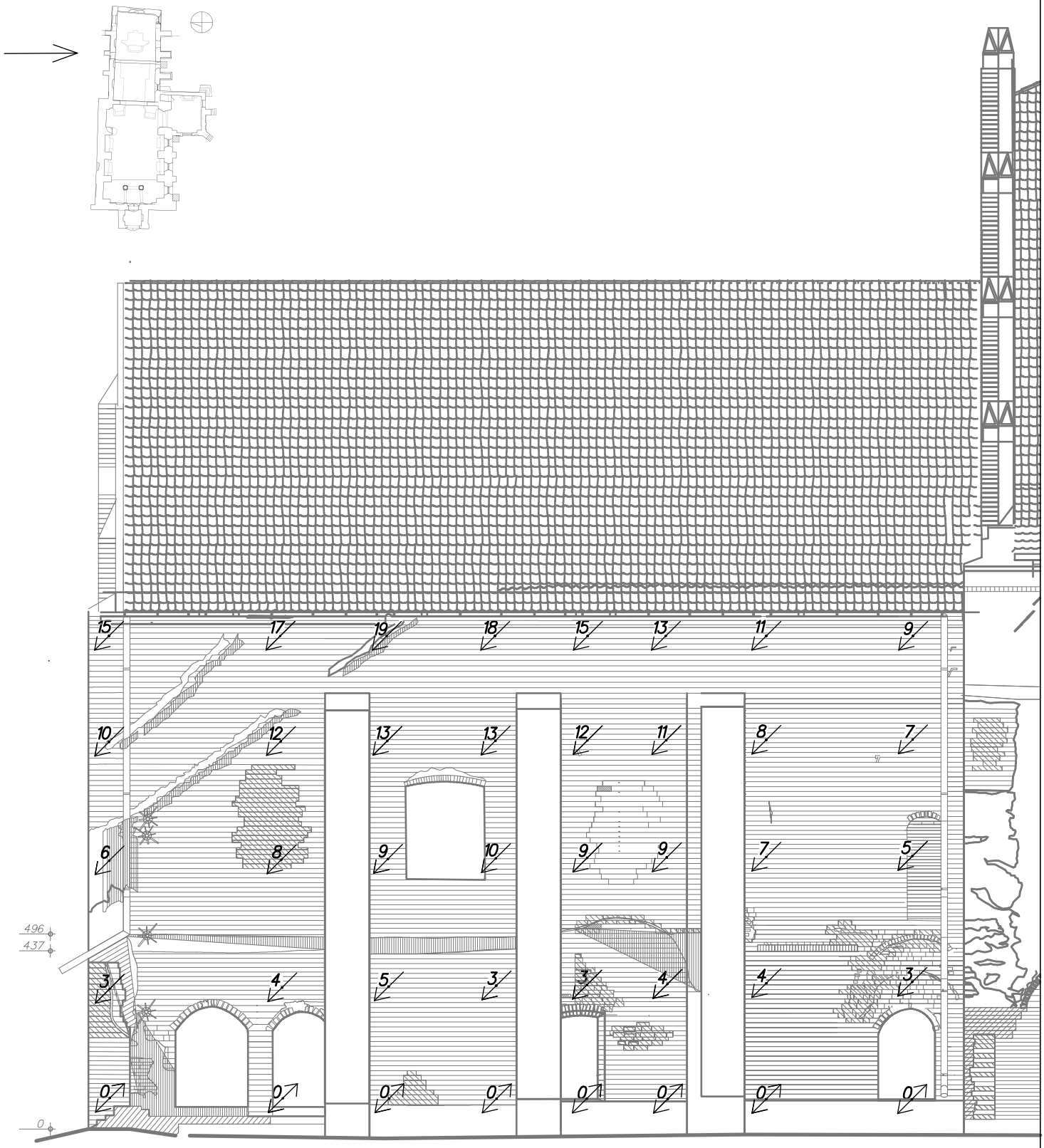
woj. warmińsko-mazurskie
Miejscowość : Barczewo
Obiekt pomiaru : Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie
Data pomiaru : 10.03.2018r.
Pomierzył i opracował:
inż. Jakub Soliwoda



Uwaga - odchyłki oznaczono na załączonym szkicu strzałkami, odchyłki podano w centymetrach.

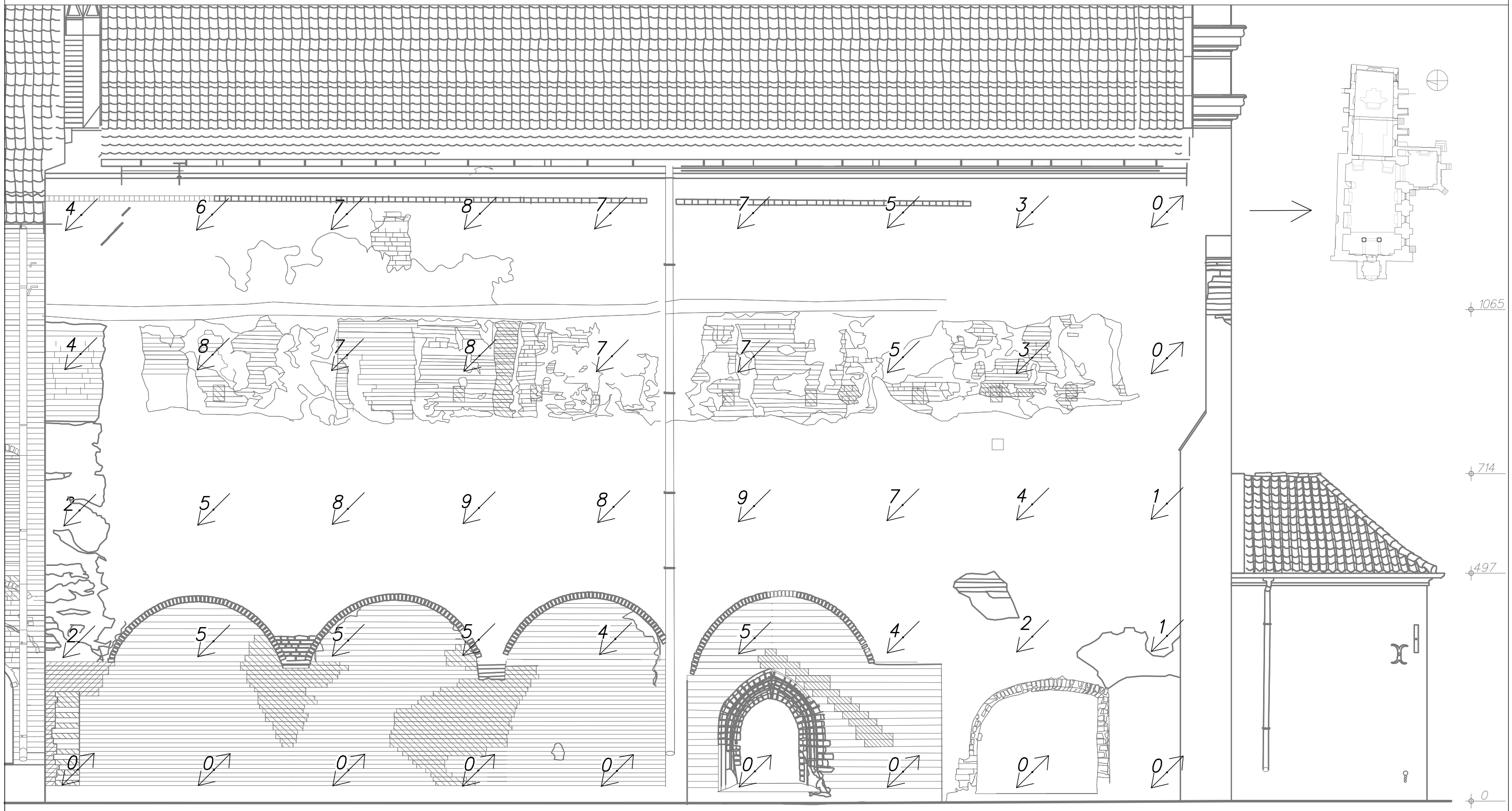
INWENTARYZACJA ŚCIAN

woj. warmińsko-mazurskie
Miejscowość : Barczewo
Obiekt pomiaru : Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie
Data pomiaru : 10.03.2018r.
Pomierzył i opracował:
inż. Jakub Soliwoda



INWENTARYZACJA ŚCIAN

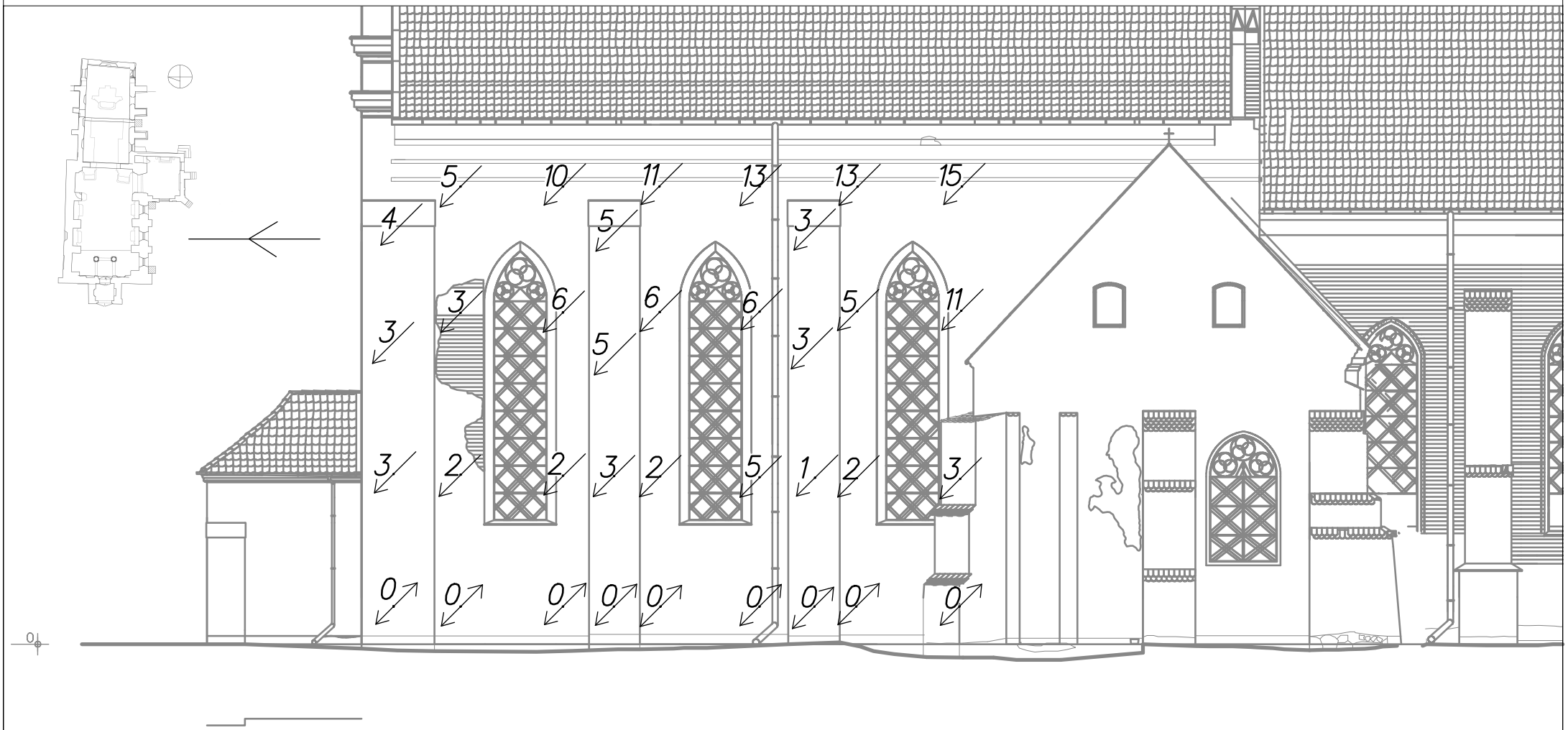
woj. warmińsko-mazurskie
Miejscowość : Barczewo
Obiekt pomiaru : Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie
Data pomiaru : 10.03.2018r.
Pomierzył i opracował:
inż. Jakub Soliwoda



INWENTARYZACJA ŚCIAN

woj. warmińsko-mazurskie
Miejscowość : Barczewo
Obiekt pomiaru : Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie
Data pomiaru : 10.03.2018r.

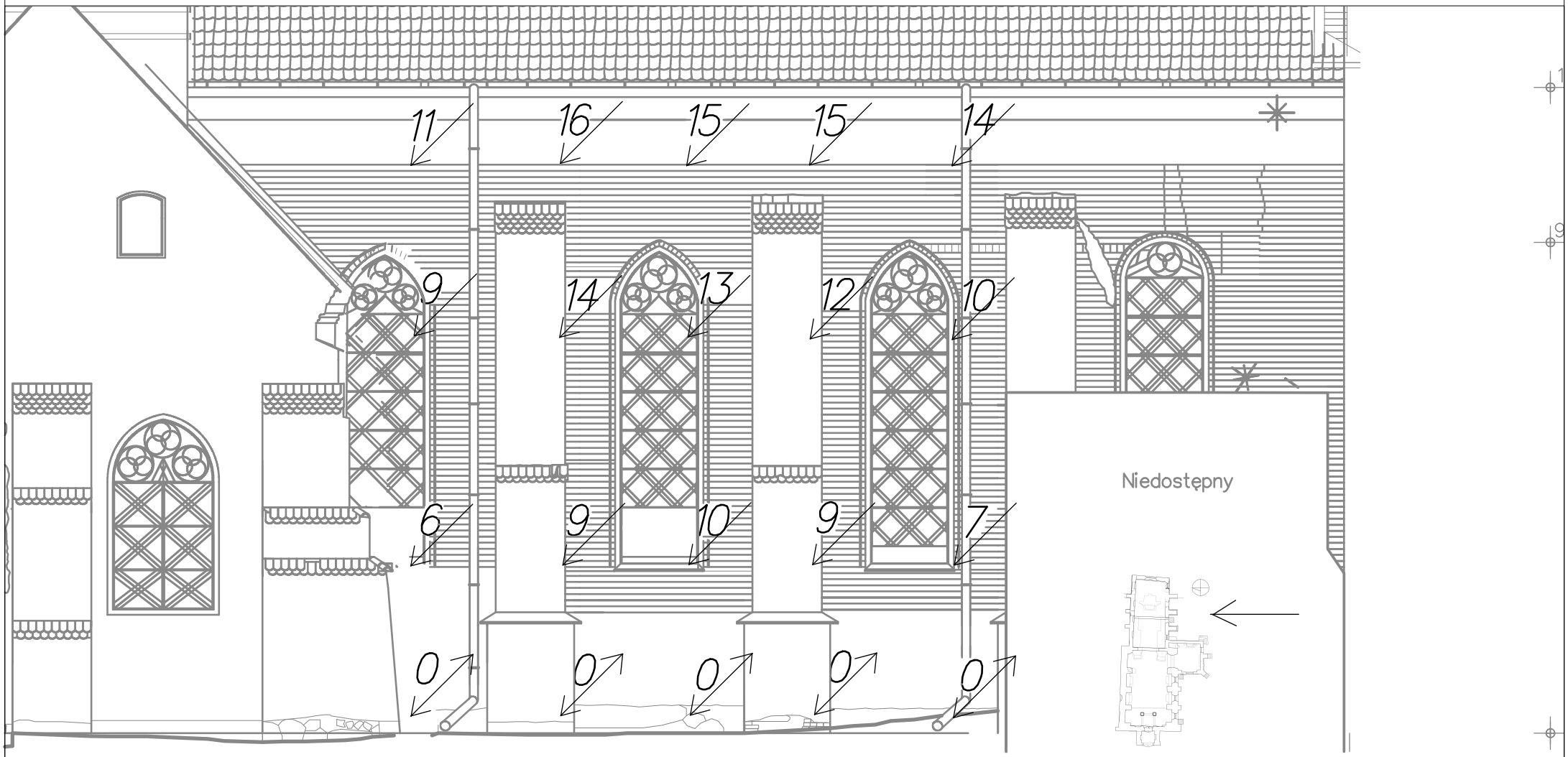
Pomierzył i opracował:
inż. Jakub Soliwoda



INWENTARYZACJA ŚCIAN

woj. warmińsko-mazurskie
Miejscowość : Barczewo
Obiekt pomiaru : Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie
Data pomiaru : 10.03.2018r.

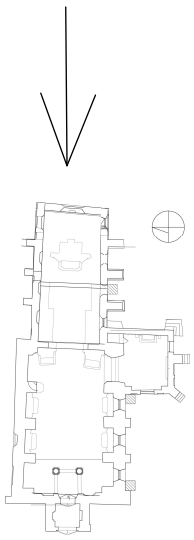
Pomierzył i opracował:
inż. Jakub Soliwoda

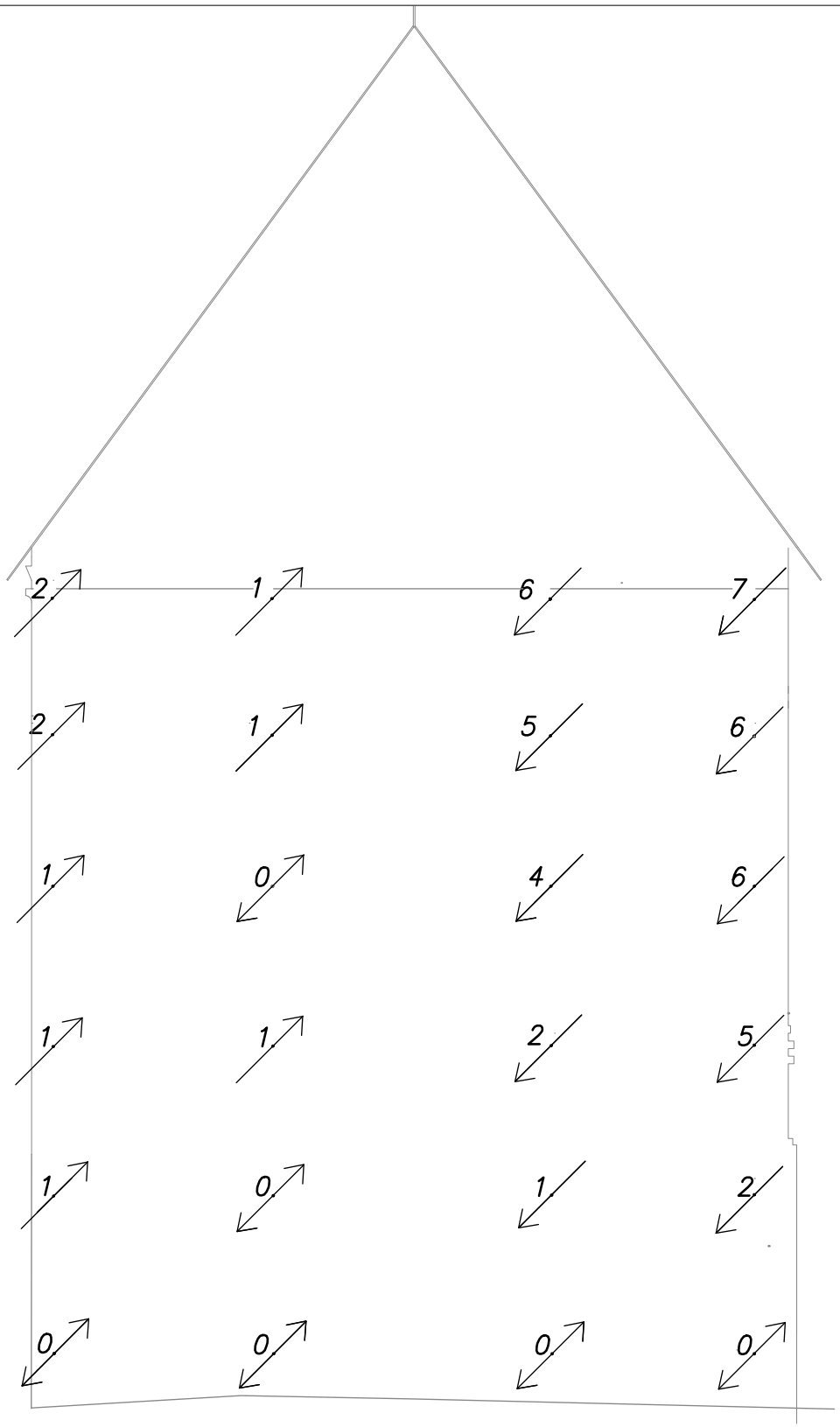


INWENTARYZACJA ŚCIAN

woj. warmińsko-mazurskie
Miejscowość : Barczewo
Obiekt pomiaru : Kościół p.w. św. Andrzeja w Barczewie
Data pomiaru : 10.03.2018r.

Pomierzył i opracował:
inż. Jakub Soliwoda





Uwaga - odchyłki oznaczono na załączonym szkicu strzałkami, odchyłki podano w centymetrach.

POMORSKA OKRĘGOWA
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
80 840 Gdańsk, ul. Świętojańska 43/44
(1) Tel. 58-324-89-77
Fax 58-301-44-98

Gdańsk, 27 grudnia 2013 r.

syg. akt 326/POM/OKK/13

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów /t.j. Dz. U. z 2013 r. poz. 932/, art. 12 ust. 3, **art.13 ust.1 pkt 1 i 2, art. 14 ust. 1 pkt 2** ustawy z dnia 07 lipca 1994 r. Prawo budowlane /t.j. Dz. U. z 2013 r., poz. 1409/, **§ 6 pkt 1 i 2, § 11 ust.1 pkt 1, § 15, § 17 ust. 1 pkt 1 i 2** rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./ oraz art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego /t.j. Dz.U. z 2013 r., poz. 267/, po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
stwierdza, że:

Pani **JADWIGA ANNA BŁOŃSKA**
magister inżynier budownictwa
urodzona dnia 15.11.1984 r. w Gdańsku

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
numer ewidencyjny: POM/0305/PWOK/13

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pani Jadwiga Anna Błońska upoważniona jest do:

I. Na podstawie art.12 ust.1 pkt 1 i 2, art. 13 ust. 3 i 4 ustawy Prawo budowlane, w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, bez ograniczeń do:

a) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
b) kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
c) kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
d) wykonywania nadzoru inwestorskiego,
e) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

II. Na podstawie **§ 17 ust. 1 pkt 1 i 2** rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./ uprawnienia niniejsze uprawniają w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń do projektowania i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym w zakresie:

a) sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu,
b) kierowania robotami budowlanymi w odniesieniu do konstrukcji obiektu oraz do architektury obiektu.

III. Na podstawie **§ 15** w/w rozporządzenia, niniejsze uprawnienia do projektowania w specjalności konstrukcyjno-budowlanej uprawniają do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, z zakresie tej specjalności.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:

P R Z E W O D N I C Z Ą C Y
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
dr inż. Leszek Niedostatkiewicz

WICEPRZEWODNICZĄCY
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
mgr inż. Zbigniew Drewnowski

C Z Ł O N E K
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
dr inż. Marek Wesołowski

POMORSKA OKRĘGOWA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Otrzymują:
1.Pani Jadwiga Anna Błońska
80-172 Gdańsk, ul. Morenowa 89
2.Okręgowa Rada Izby
3.Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4.aa

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

POM-CDZ-BPI-L9N *

Pani Jadwiga Anna Błońska o numerze ewidencyjnym POM/BO/0044/14

adres zamieszkania ul. Morenowa 89, 80-172 Gdańsk

jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-02-01 do 2019-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-01-15 roku przez:

Franciszek Rogowicz, Przewodniczący Rady Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Podpis jest prawidłowy