



TEMAT: 1. ADAPTACJA WNETRZA BUDYNKU BRAMY LIDZBARSKIEJ NA
MŁODZIEŻOWY KLUB INTEGRACJI SPOŁECZNEJ
I OTOCZENIA BRAMY LIDZBARSKIEJ W POWIĄZANIU
Z HISTORIA I TRADYCYJĄ MIASTA.
2. FUNDAMENT SŁUPA WIELOFUNKCYJNEGO.

LOKALIZACJA: BISZTYNEK, OBR. 1, DZ. NR 38/3, 38/4, 39/1 (CZĘŚĆ)

INWESTOR: MIASTO I GMINA BISZTYNEK
UL. KOŚCIUSZKI 2
11-230 BISZTYNEK

STADIUM: PROJEKT BUDOWLANY

BRANŻA: KONSTRUKCJA

PROJEKTOWAŁ: mgr inż. Jacek Bednarczyk , upr. 149/02

SPRAWDZIŁ: inż. Leszek Turno , upr. UAN 294/87

2.0. SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

1.0.	Metryka projektu	K1
2.0.	Spis zawartości opracowania	K2
3.0.	Zaświadczenia z Izby Inżynierów Budownictwa i uprawnienia Projektanta i Sprawdzającego	K3
4.0.	Oświadczenie Projektanta i Sprawdzającego	K5
5.0.	Opis techniczny	K8
	5.1. Podstawa opracowania	
	5.2. Przedmiot i zakres opracowania	
	5.3. Opis budynku	
	5.4. Zakres planowanych robót	
	5.5. Poziom porównawczy	
	5.6. Zabezpieczenie ogniochronne konstrukcji stalowej	
	5.7. Zabezpieczenie przed korozją	
	5.8. Konstrukcja stalowa	
	5.9. Wytyczne spawania	
	5.10. Uwagi końcowe	
	5.11. Warunki gruntowe	
	5.12. Warunki wodne	
6.0.	Analiza statyczno-wytrzymałościowa	K13
	6.1. Wykaz norm wykorzystanych w obliczeniach	
	6.2. Obciążenia charakterystyczne	
	6.3. Zestawienie obciążeń	
	6.4. Wydruki komputerowe z obliczeniami statycznymi i wymiarowaniem konstrukcji	
7.0.	Część rysunkowa	K30
	K-01. Rzut poddasza, plan usytuowania nowoprojektowanych schodów i wzmacnianych podwalin	
	K-02. Schody Sch1, rzut, przekroje	

3.0. ZAŚWIADCZENIA Z IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA I UPRAWNIENIA PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-2U2-HM3-WEB *

Pan Jacek Bednarczyk o numerze ewidencyjnym MAP/BO/4216/01
adres zamieszkania ul. Grochowa 26d, 30-731 Kraków
jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2016-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2015-11-18 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 3 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.piiib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



Za zgodność z oryginałem

mgr inż. Jacek Bednarczyk



WOJEWODA MAŁOPOLSKI

RR.XIII.7131/34/02

Kraków, dnia 1 października 2002 r.

DECYZJA O NADANIU UPRAWNIEŃ BUDOWLANYCH Nr ewid. 149/2002

Na podstawie art. 13 ust. 1 pkt 1 i art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (jednolity tekst: Dz. U. z 2000 r. Nr 106 poz. 1126 z późn. zm.) w związku z art. 104 § 1 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (jednolity tekst: Dz. U. z 2000 r. Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.), po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr inż. Jacka Bednarczyka – na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie i praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane, złożonego przed Komisją Egzaminacyjną,

nadaję

Panu Jackowi BEDNARCZYKOWI – mgr inż. budownictwa
urodzonemu dnia 11 listopada 1961 r. w Rzeszowie

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej

Od decyzji niniejszej służy Panu prawo wniesienia odwołania do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Warszawie, ul. Krucza 38/42, za pośrednictwem Wojewody Małopolskiego w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Z up. Wojewody Małopolskiego
mgr inż. arch. *Elżbieta Gabrys*
Zastępca Dyrektora
Wydziału Rozwoju Regionalnego

Otrzymują:

1. Pan mgr inż. Jacek Bednarczyk ul. Grochowa 26D, 30-733 Kraków
2. Główny Urząd Nadzoru Budowlanego w Warszawie
ul. Krucza 38/42, 00-926 Warszawa
3. aa.

31-156 Kraków, ul. Basztowa 22 * tel. (12) 61 60 200 * fax (12) 422 72 08

Za zgodność z oryginałem

mgr inż. Jacek Bednarczyk



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-QF8-X41-CV8 *

Pan Leszek Turno o numerze ewidencyjnym MAP/BO/5483/01
adres zamieszkania ul. Ruszałek 10/2, 31-521 Kraków
jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2016-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2015-12-14 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, Przewodniczący Rady Małopolskiej 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.piiib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



Za zgodność z oryginałem

mgr inż. Jacek Bednarczyk

URZĄD MIASTA KRAKOWA
Wydział Planowania Przestrzennego
Urbanistyki, Architektury i Nadzoru Budowl.
31-347 Kraków, tel. c. 11-20-22
ul. Przy Rondzie 12
UAN-Upr.294/87

Kraków, dnia 17 sierpnia 1987r

DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO
DO PEŁNIENIA SAMODZIELNYCH FUNKCJI TECHNICZNYCH
W BUDOWNICTWIE

Na podstawie § 4 ust.2, § 6 ust.3, § 7 i § 13 ust.1 pkt.2.
rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska
z dnia 20 lutego 1975r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych
w budownictwie /Dz.U.Nr 8, poz.48/

stwierdza się, że:

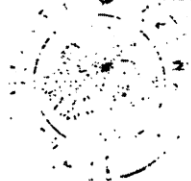
Obywatel Leszek TURNO inżynier budownictwa urodzony dnia
26 czerwca 1956r. w Krakowie posiada przygotowanie zawodowe
upoważniające do wykonywania samodzielnej funkcji projektanta
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej.

Obywatel LESZEK TURNO jest upoważniony do:

- 1/ sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
- 2/ sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych;
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami,
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.

Otrzymują:

1. inż. Leszek Turno
2. a/a.-



Z-ca Dyrektora Wydziału

mgr Andrzej Gajda

Za zgodność z oryginałem

mgr inż. Jacek Bednarczyk

4.0. OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO

Zgodnie z art. 20 ust. 4 ustawy z dn. 7 lipca 1994 r. Prawo Budowlane (Dz.U. z 2013 r. poz. 1409 z późniejszymi zmianami) oświadczam, że „Projekt budowlany adaptacji wnętrza budynku Bramy Lidzbarskiej przy ul. Konopnickiej 9 w Bisztyнку, na Młodzieżowy Klub Integracji Społecznej oraz projekt budowlany konstrukcyjny fundamentu dla słupa wielofunkcyjnego” został opracowany zgodnie z obowiązującymi przepisami i zasadami wiedzy technicznej.

Projektant: mgr inż. Jacek Bednarczyk
upr. 149/2002

Kraków 16.10.2016

Sprawdzający: inż. Leszek Turno
upr. UAN 294/87

5.0. OPIS TECHNICZNY

5.1. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Zlecenie Biura Architektonicznego "LIMBA" z siedzibą przy ul. Żywicznej 10 w Krakowie.
- Projekt architektoniczno-budowlany opracowany przez BA "LIMBA".
- „Inwentaryzacja- Brama Lidzbarska przy ul. Konopnickiej 9 w Bisztynku (dz. nr 38/4, obr. Bisztynek)” opracowana przez mgr inż. arch. Adama Strużyńskiego, z sierpnia 2013 r.
- „Badania Architektoniczne- Brama Lidzbarska przy ul. Konopnickiej 9 w Bisztynku (dz. nr 38/4, obr. Bisztynek)” opracowana przez mgr inż. arch. Adama Strużyńskiego, z września 2013 r.
- „Dokumentacja Konserwatorska Bramy Lidzbarskiej w Bisztynku” z lipca 2016 r. opracowana przez Annę Szymańską.
- Opinia geotechniczna terenu położonego w pobliżu Bramy Lidzbarskiej w Bisztynku z września 2016 r. opracowana przez dr Radosława Mieszkowskiego upr. geol. VII. 1565.
- Bieżące uzgodnienia z BA „LIMBA ”
- Ekspertyza o możliwości adaptacji wnętrza budynku Bramy Lidzbarskiej przy ul. Konopnickiej 9 w Bisztynku, na Młodzieżowy Klub Integracji Społecznej opracowana przez autora opracowania.
- Polskie Normy Budowlane i literatura techniczna związane z tematem niniejszego opracowania.

5.2. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany konstrukcyjny adaptacji wnętrza budynku Bramy Lidzbarskiej przy ul. Konopnickiej 9 w Bisztynku, na Młodzieżowy Klub Integracji Społecznej oraz projekt budowlany konstrukcyjny słupa wielofunkcyjnego wraz z fundamentem.

Projekt obejmuje opis techniczny wraz z obliczeniami i częścią rysunkową.

5.3. OPIS BUDYNKU

5.3.1. OGÓLNY OPIS BUDYNKU

Bramę wzniesiono na planie prostokąta z ostrołukowym przejazdem pośrodku. Dwukondygnacyjna, przekryta dachem dwuspadowym ujętym wysokimi szczytami. Murowana z cegły na kamiennym cokole. Ościeża przejazdu od strony północno-zachodniej na dole wymurowane z kamieni. Elewacja południowo-wschodnia dwukondygnacyjna. W przyziemiu ostrołukowy przejazd bramny ujęty z obu stron ostrołukowymi błedami. W blendzie północnej prostokątny otwór z drzwiami wejściowymi.

Na piętrze para otworów okiennych, między nimi elipsoidalna płycina. Szczyt ujęty zaokrąglonymi spływami zwieńczony trójkątnym frontonem wspartym na trzech pilastrach. Między pilastrami dwa okna o formie zbliżonej do okien na piętrze. W tympanonie powyżej belkowania okienko o kształcie ściętego u podstawy koła.

Przyziemie elewacji północno-zachodniej bez dekoracji, na piętrze analogicznie do elewacji południowo-zachodniej: otwory okienne o kształcie zbliżonym do kwadratu, a między nimi elipsoidalna blenda, powyżej między pilastrami kolejne dwa okna. Dekoracja szczytu analogiczna do elewacji południowo-wschodniej, brak okienka w tympanonie.

Okna skrzynekowe, dwuskrzydłowe o skrzydłach dzielonych szczeblinami na sześć pól. Okienko w tympanonie elewacji południowo-wschodniej ze skośnie skrzyżowanymi szczeblinami. Drzwi jednoskrzydłowe z przeszklonym nadświetlem.

5.3.2. OPIS KONSTRUKCJI BUDYNKU

- Fundamenty.
Nie inwentaryzowano, najprawdopodobniej kamienne na zaprawie wapiennej na co wskazują dolne cokołowe partie murów bramy.
- Mury i ściany.
Mury nośne z cegły ceramicznej na zaprawie wapiennej, reperacje i ścianki działowe na z cegły pełnej ceramicznej i wapienno-piaskowej głównie na zaprawach wapienno-cementowych i cementowych.
Ścianka działowa piętra pomiędzy pokojami (nr 1.3 i 1.4) lekka drewniana.
- Nadproża i podciągi.
Nadproża parteru ceglane łukowe (ostrołukowe i odcinkowe), piętra i poddasza płaskie częściowo na belkach stalowych.
- Podciągi piętra stalowe z profili walcowanych dwuteowych o wysokości 260mm (?).
- Stropy i sklepienia.
Stropy drewniane belkowe z podsufitką (na parterze w przejeździe bramnym z płyty pilśniowej, na piętrze tynk na deskowaniu). Stropy posiadają szczątkowe ocieplenie (polepa na ślepym deskowym pułapie).
Sklepienia tunelu klatki schodowej prowadzącej na piętro ceglane odcinkowe, nad biegiem schodowym podniesione.
- Schody i drabiny.
Schody na piętro najprawdopodobniej oparte bezpośrednio na konstrukcji murej, podnóżki i przednóżki drewniane deskowe.
Schody zewnętrzne kamienne z bloków oparte na gruncie.
Na poddasze z piętra prowadzi stalowa drabina (klamry zamocowane w murze).
Na poddaszu na drewniany deskowy podest i do wyłazu dachowego prowadzą dwie drewniane drabiny.
- Wieżba dachowa.
Płatwiowo-kleszczowa o dwóch stolcach i wieszakach w kalenicy (na drugim wyższym poziomie), dach dwuspadkowy, w okapie przypustnice. Na ścianach szczytowych zachowały się nieliczne ślady po wcześniejszej wieżbie o innej konstrukcji o bardzo zbliżonej geometrii.

5.3.3. ELEMENTY WYKOŃCZENIOWE

- Tynki.
Wapienno-piaskowe i cementowo-wapienne, malowane lub bielone.
- Podłogi i posadzki.
Posadzki przejazdu bramnego: jezdnia – asfaltowe; chodniki – granitowe brukowe i częściowo betonowe z płyt i wylewek.
Posadzki parteru i piętra (spoczniki wejścia i schodów) betonowe wylewane.
Podłogi piętra pierwotnie drewniane deskowe, wtórnie przykryte płytami drewnopochodnymi (pilśniowymi i wiórowymi).
Podłoga poddasza (strychu) deskowa.
- Stolarka okienna i drzwiowa.
Okna na piętrze drewniane skrzynkowe, dwurzędowe, dwudzielne.
Okna poddasza w szczytach drewniane skrzynkowe (bez skrzydeł wewnętrznych) jednopoziomowe, dwudzielne oraz krosnowe jednodzielne (małe kwadratowe).
Drzwi wejściowe drewniane jednoskrzydłowe, z przeszklonym nadświetlem dostawione od wnętrza do starszej drewnianej ościeżnicy. Skrzydło o konstrukcji ramowo-płycinowej. W nadświetlu prosta krata z pionowych prętów stalowych.
Drzwi wewnętrzne drewniane ramowo-płycinowe (płaskie i bez zdobień).

Cała stolarka okienna i drzwiowa malowana jest na biało z wyjątkiem drzwi wejściowych.

Z wyjątkiem ościeżnicy drzwi wejściowych cała stolarka otworowa jest współczesna powojenna.

- Pokrycie dachu.
Dachówka esówka ceramiczna współczesna na łączeniu i deskowaniu pełnym na styk.
- Obróbki blacharskie i orynnowanie z blachy miedzianej, w kondygnacji parteru i w przyziemiu rury spustowe wymienione na stalowe ocynkowane.
- Elementy dekoracyjne elewacji.
- Dekorację elewacji (wschodniej i zachodniej) stanowią tynkowane profilowane gzymsy i pilastry oraz w zwieńczeniu frontony. Gzymsy na pilastrach prostokątnie girowane.
Wszystkie elementy dekoracyjne w czasie kolejnych napraw w dużym stopniu zatraciły swe pierwotne profilowanie.
- Elewacje boczne (południowa i północna) nie posiadają dekoracji. Na piętrze elewacji południowej znajduje się niezdarnie wyżłobiona w surowym tynku data remontu tynków i obiektu (1959 r.).
- Instalacje.
W budynku występują następujące instalacje: wodociągowa, kanalizacji sanitarnej i elektryczna.
W budynku znajduje się ogrzewanie piecове na opał stały. W jednym z pokoi zachował się piec kaflowy. Budynek nie jest wyposażony instalację odgromową.

5.4. ZAKRES PLANOWANYCH ROBÓT

5.4.1. w zakresie adaptacji poddasza

Planowana adaptacja przedmiotowego budynku obejmuje:

5.4.1.1. Wzmocnienie więźby:

- Wzmocnienie krokwi poprzez zastosowanie obustronnych nakładek na krokwie, w strefie oparcia na płatwiach, w postaci desek gr. 32 mm, wysokości 17 cm i długości 1,8 m.
Nakładki stosować symetrycznie względem oparcia na płatwiach.
- Wzmocnienie belek podwalinowych dla słupów poprzez zastosowanie obustronnych nakładek z ceowników 2xC160 ze stali S355 opartych na murach konstrukcyjnych, skręconych śrubami M16 w rozstawie nieprzekraczającym 0,5 m.
Aby zagwarantować odciążenie belek stropowych i przeniesienie reakcji na ściany konstrukcyjne należy zachować min. odległość podwaliny od belek stropowych: 3 cm.
- Dla stanu istniejącego stwierdzono ponadnormatywne przekroczenie smukłości kleszczy: $\lambda_z = 204,8 > 150$. Aby doprowadzić do stanu zgodnego z normą należy zastosować dwie przekładki w rozstawie 1/3, 2/3 l.

5.4.1.2. Wykonanie schodów o konstrukcji nośnej stalowej, ze stopniami z drewna, z kondygnacji I piętra na poddasze.

5.4.1.3. Przebudowa istniejących schodów; wyburzenie wtórnych schodów z betonowym wykończeniem stopni i w i budowa nowych z wykończeniem z cegły.

5.4.2. słup wielofunkcyjny

Zaprojektowano słupy wielofunkcyjne (4 szt) wraz z fundamentem, z możliwością wykorzystania dla potrzeb tymczasowego zadaszenia placu przed Bramą Lidzbarską.
Słupy stalowe z okrągłej rury RO193,7 x 12,5 mm rozmieszczone w narożnikach czworokąta o bokach długości około: 9,62, 6,38, 11,32, 6,56 m.

Fundament stanowi stopa fundamentowa o wymiarach w rzucie 2,3 x 2,3 m i wysokości 40 cm, posadowiona na głębokości około 2,5 m.

5.5. POZIOM PORÓWNAWCZY $\pm 0,00$

Poziom porównawczy $\pm 0,00$ - zgodnie z proj. arch.

5.6. Zabezpieczenia ognioochronne konstrukcji stalowych.

Warunki ochrony ppoż. elementów konstrukcji obiektu zgodnie z wytycznymi projektu architektonicznego oraz opiniami odpowiednich rzeczoznawców.

5.7. Zabezpieczenia przed korozją.

Elementy stalowe należy oczyścić do stopnia czystości Sa 2.5 poprzez śrutowanie (piaskowanie). Następnie oczyszczoną konstrukcję należy pokryć powłoką antykorozyjną zaproponowaną przez dostawcę konstrukcji w odniesieniu do długości okresu gwarancyjnego. Przenoszenie i transportowanie zabezpieczonych elementów należy przeprowadzić po wyschnięciu powłok malarskich, z zastosowaniem zabezpieczeń przed uszkodzeniami mechanicznymi warstwy antykorozyjnej. Po zmontowaniu konstrukcji w miejscach uszkodzeń powłoki antykorozyjnej powierzchnie elementów należy odłuszczyć, oczyścić do wymaganego stopnia czystości, odpylić po czym nałożyć taką samą warstwę powłoki jak dla pozostałych części konstrukcji. Prace malarskie należy prowadzić zgodnie z wymaganiami odpowiednich norm przedmiotowych oraz kart katalogowych dla stosowanych materiałów.

5.8. Konstrukcja stalowa.

Elementy stalowe należy wykonać zgodnie z opisami i oznaczeniami zawartymi w części rysunkowej w projekcie wykonawczym. Zwraca się szczególną uwagę na dokładność wykonania gabarytowego (tolerancje wymiarowe nie powinny przekraczać 2 mm) oraz właściwą jakość złączy. Wyklucza się stosowanie materiałów z wadami.

5.9. Wytyczne spawania.

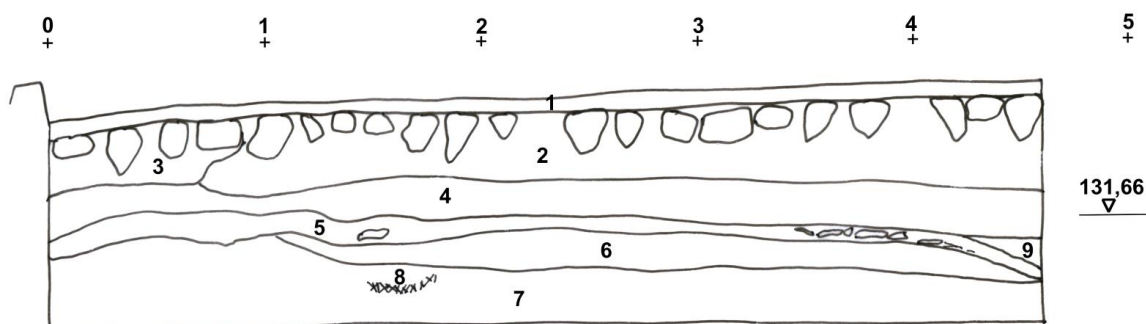
Określono 2 klasę konstrukcji spawanej do projektowanych schodów. Dobór gatunków elektrod – wg „Ogólnej instrukcji technologicznej spawania i kontroli jakości złączy spawanych w konstrukcjach stalowych i żelbetowych w budownictwie przemysłowym” – wydanej przez Spawalniczy Ośrodek Budownictwa, Warszawa. Sprawdzenie wstępne i kontrola jakości spoin wg „Warunków technicznych wykonania i odbioru elementów wysyłkowych stalowych konstrukcji budowlanych” wydanych przez Branżowy Ośrodek Informacji Technicznej i Ekonomicznej „Mostostal” – Warszawa.

5.10. Uwagi końcowe.

Wszystkie materiały budowlane użyte do realizacji inwestycji powinny posiadać odpowiednie Aprobaty Techniczne (AT), atesty i dopuszczenia do stosowania w budownictwie na terenie Polski. Roboty budowlane należy prowadzić zgodnie z zasadami sztuki budowlanej, „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlanych”, niniejszą dokumentacją oraz przepisami BHP, pod nadzorem osób uprawnionych. Wszelkie zmiany projektowe i materiałowe winny być uzgodnione z projektantem w ramach nadzoru autorskiego. Przed montażem wszelkich wyrobów konstrukcyjnych użytych w projekcie należy zapoznać się z instrukcjami technicznymi wyrobów, w razie potrzeby skontaktować się z doradcą technicznym bądź projektantem. Niniejszy projekt konstrukcji należy rozpatrywać łącznie z projektem architektury, projektami instalacji oraz opiniami odpowiednich rzeczoznawców.

5.11. WARUNKI GRUNTOWE

Na etapie opracowania projektu budowlanego nie zostały wykonane badania geotechniczne gruntu dla potrzeb opracowania projektu fundamentów słupów wielofunkcyjnych. Jedynie badania sondażowo-rozpoznawcze badań archeologicznych otoczenia Bramy Lidzbarskiej w Bisztyнку opracowane przez „Mazurską Pracownię Archeologiczną Rudka, Izabela Mellin – Wyczółkowska, Iwona Zduńska” pokazują do gł. około 1,0 m profil terenu. Najbliżej wykonanym wykopem, w sąsiedztwie nowoprojektowanych słupów (4 szt.) jest wykop nr 3.



1. Asfalt.
2. Piasek ze żwirem, podsypka
3. Wykop
4. Przemieszana zielonkawa szara glina z szarym piaskiem
5. Ciemnobrunatna próchnica
6. Ciemnoszara glina
7. Zielonkawo-szara glina
8. Spalenizna
9. Rdzawa glina

W oparciu o profil j.w. do głębokości jedynie około 1,0 m p.p.t. w gruncie dominują nasypy niekontrolowane, w większości przewarstwienia gliny z piaskiem. Aby precyzyjnie określić warunki gruntowe posadowienia słupów wielofunkcyjnych należy przed przystąpieniem do robót wykonać badania geologiczne w miejscu planowanego usytuowania słupów wielofunkcyjnych.

Do obliczeń i wymiarowania stopy fundamentowej na etapie projektu budowlanego w poziomie posadowienia wykorzystano badania geotechniczne terenu położonego w pobliżu Bramy Lidzbarskiej.

W podłożu badanego terenu wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

WARSTWA GEOTECHNICZNA IA.

Gleba - warstwa ta występuje na całej działce inwestycyjnej do gł. ok. 0.5 m. Jest to warstwa słabonośna i w trakcie ewentualnych prac fundamentowych warstwa ta powinna zostać usunięta.

WARSTWA GEOTECHNICZNA IB

Są to **piaski średnie przemieszane z glebą (nasypy niebudowlane)**, małowilgotne, w stanie luźnym (In). Osady te występują lokalnie pod warstwą (IA), wierceniami stwierdzono, iż warstwa ta ma miąższość ok. kilku-kilkunastu centymetrów. Jest to warstwa słabonośna i w trakcie ewentualnych prac fundamentowych warstwa ta powinna zostać usunięta.

WARSTWA GEOTECHNICZNA II.

Jest to humus gliniasty przemieszany z gruzem ceglastym, fragmentami ceramiki oraz żwirem i kamieniami (nasypy niebudowlane), w stanie twardoplastycznym. Warstwa II zalega pod warstwą IA i IB. Jej miąższość sięga do ok. 2 m, a jej spąg występuje na głębokości ok. 2.4 m p.p.t. Jest to warstwa niejednorodna litologicznie oraz pod względem wartości parametrów geotechnicznych. Warstwę to zakwalifikowano, jako typ C (inne grunty spoiste, nieskonsolidowane). Jest to warstwa słabonośna i w trakcie ewentualnych prac fundamentowych warstwa ta powinna zostać usunięta.

WARSTWA GEOTECHNICZNA III

Są to **gliny piaszczyste, polodowcowe** w stanie twardoplastycznym.

Strop warstwy III występuje na głębokości 2.4 m p.p.t. Warstwę to zakwalifikowano, jak typ B (grunty morenowe nieskonsolidowane). Jest to **warstwa nośna**.

5.12. WARUNKI WODNE.

W trakcie prowadzonych prac terenowych nie stwierdzono do gł. 2.6 m p.p.t poziomu wód podziemnych. Należy zaznaczyć, iż od rok. 2010 trwa okres suszy hydrologicznej. Przy intensywnych i długotrwałych opadach deszczu poziom wód gruntowych może się podnieść - może zaznaczyć się w warstwie II.

Wszystkie roboty budowlano- montażowe wykonywać zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz normami w zakresie Budownictwa.

6.0. ANALIZA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWA

6.1. WYKAZ NORM WYKORZYSTANYCH W OBLICZENIACH

- Projekt konstrukcji wykonano w oparciu o następujące normy:
- **PN-90/B-03000** - Projekty budowlane – Obliczenia statyczne
- **PN –82/B-02000** - Obciążenie budowli , zasady ustalania wartości
- **PN –82/B-02001** - Obciążenie budowli , obciążenia stałe
- **PN –82/B-02003** - Obciążenie budowli, podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe
- **PN-80/B-02010/Az1** – Obciążenie śniegiem
- **PN-B-02011:1977/Az1**– Obciążenie wiatrem.
- **PN-B-03264** grudzień 2002 – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- **PN-90/B-03200** – Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- **PN-81/B-03020** - Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia i projektowanie
- **PN-B-03002:1999** - Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Obliczenia wykonano z wykorzystaniem programów komputerowych :

1. Autodesk Robot Structural Analysis Professional
2. „ROBOT EXPERT”
3. Specbud v. 11,0

6.2. OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE

1. Sale lekcyjne, szkolne [2,0kN/m ²]	2,0 kN/m ²
2. Klatka schodowa [4,0kN/m ²]	4,0 kN/m ²
3. Obciążenie warstwami wykończeniowymi zgodnie z proj. arch. i normą PN –82/B-02001	
4. Śnieg – 4 strefa śniegowa wg PN-80/B-02010/Az1	
5. Wiatr – I strefa wiatrowa wg PN-B-02011:1977/Az1	

Do wymienionych powyżej obciążeń przy analizie stanów granicznych nośności zastosowano współczynniki obciążenia γ_f :

1. Obciążenie ciężarem własnym 1,1
2. Obciążenie użytkowe 1,4, 1,3
3. Obciążenie wiatrem 1,5
4. Obciążenie śniegiem 1,5
5. Obciążenie ciężarem warstw podłogowych wg zestawień obciążeń

6.3. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

6.3.1. Stan istniejący

6.3.1.1. Obciążenie dachu – stan istniejący

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Przyjęto - dachówka ceramiczna holenderska ESÓWKA 451 [0,5kN/m ²]	0,50	1,30	--	0,65
2.	Deskowanie pełne _ przyeto deski sosnowe grub. 2,2 cm [5,5kN/m ³ ·0,022m]	0,12	1,10	--	0,13
3.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 4 -> Q _k = 1,6 kN/m ² , nachylenie połaci 45,0 st. -> C ₂ =0,600) [0,960kN/m ²]	0,96	1,50	0,00	1,44
4.	Obciążenie wiatrem połaci nawietrznej dachu wg PN- B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=133 m n.p.m. -> q _k = 0,30kN/m ² , teren A, z=H=14,0 m, -> C _e =1,08, budowla zamknięta, wymiary budynku H=14,0 m, B=11,0 m, L=12,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej alfa = 45,0 st. -> wsp. aerodyn. C=0,475, beta=1,80) [0,277kN/m ²]	0,28	1,50	0,00	0,42
Σ:		1,86	1,42	--	2,64

6.3.1.2. Obciążenie stropu nad I piętrem – stan istniejący

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	0,80	0,70
2.	Deszczulki podłogowe (przybijane) o grubości 22 mm [0,210kN/m ²]	0,21	1,30	--	0,27
3.	Polepa - przyjęto grub. 8 cm [19,5kN/m ³ ·0,08m]	1,56	1,30	--	2,03
4.	Ślepa podłoga z desek grub. 2,2 cm [5,5kN/m ³ ·0,022m]	0,14	1,30	--	0,18
5.	Strop drewniany	0,40	1,30	--	0,52
6.	Przyjęto poszycie z desek grub. 2,2 cm [5,5kN/m ³ ·0,022m]	0,14	1,30	--	0,18
7.	Tynk wapienny na trzcinie grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:		3,24	1,32	--	4,26

6.3.2. Stan projektowany

6.3.2.1. Obciążenie dachu – stan projektowany

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Dachówka ceramiczna - przyjęto holenderska ESÓWKA 451 [0,5kN/m ²]	0,50	1,30	--	0,65
2.	Deskowanie pełne - przyjęto deski sosnowe grub. 2,2 cm [5,5kN/m ³ ·0,022m]	0,12	1,30	--	0,16
3.	Folia paroprzepuszczalna	0,00	1,00	--	0,00
4.	Wełna mineralna w matach typu BL grub. 20 cm [1,2kN/m ³ ·0,20m]	0,24	1,30	--	0,31
5.	Folia PE	0,00	1,00	--	0,00
6.	Płyta g-k gr. 25 mm z podkonstrukcją	0,30	1,30	--	0,39
7.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 4 -> Q _k = 1,6 kN/m ² , nachylenie połaci 45,0 st. -> C ₂ =0,600) [0,960kN/m ²]	0,96	1,50	0,00	1,44

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCYJNY ADAPTACJI WNEŹRZA BUDYNKU BRAMY LIDZBARSKIEJ
PRZY UL. KONOPNICKIEJ 9 W BISZTYNKU, NA MŁODZIEŻOWY KLUB INTEGRACJI
SPOŁECZNEJ

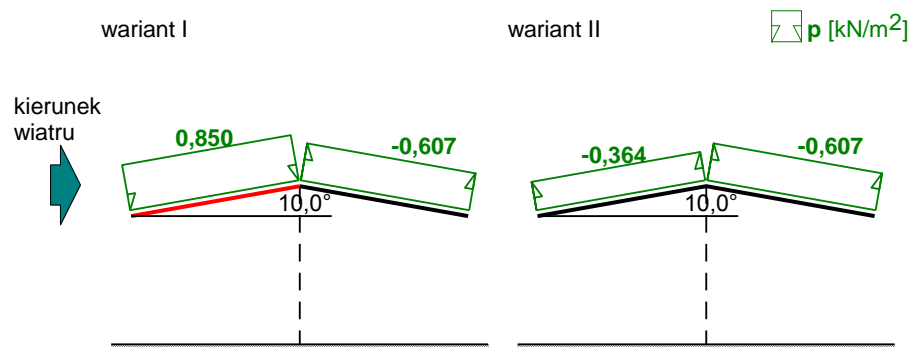
8. Obciążenie wiatrem połaci zewnętrznej dachu wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=133 m n.p.m. -> $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$, teren A, $z=H=14,0 \text{ m}$, -> $C_e=1,08$, budowla zamknięta, wymiary budynku H=14,0 m, B=11,0 m, L=12,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0 \text{ st.}$ -> wsp. aerodyn. $C=0,475$, $\beta=1,80$) $[0,277 \text{ kN/m}^2]$	0,28	1,50	0,00	0,42
$\Sigma:$	2,40	1,40	--	3,37

6.3.2.2. Obciążenie stropu nad I piętrzem – stan projektowany

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m^2	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m^2
1.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, sale lekcyjne szkolne) $[2,0 \text{ kN/m}^2]$	2,00	1,40	0,50	2,80
2.	Panele drewniane o grubości 10 mm $[0,07 \text{ kN/m}^2]$	0,07	1,30	--	0,09
3.	Mata pianowa	0,00	1,00	--	0,00
4.	Płyta OSB gr. 22 mm $[6,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m}]$	0,13	1,30	--	0,17
5.	Legary drewniane /Wetna mineralna w matach typu L grub. 15 cm $[1,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m}]$	0,18	1,30	--	0,23
6.	Strop drewniany	0,40	1,30	--	0,52
7.	Przyjęto poszycie z desek grub. 2,2 cm $[5,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,022 \text{ m}]$	0,14	1,30	--	0,18
8.	Tynk wapienny na trzcinie grub. 1,5 cm $[19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m}]$	0,29	1,30	--	0,38
$\Sigma:$		3,21	1,36	--	4,37

6.3.3. Obciążenie wiatrem słupa wielofunkcyjnego

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-9



Połączenie zewnętrzne - wariant I:

- Wiatra o wymiarach: L = 12,0 m, H = 5,0 m
- Dach dwuspadowy wypukły, kąt nachylenia połaci $\alpha = 10,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
 - strefa obciążenia wiatrem I; H = 133 m n.p.m. -> $q_k = 300 \text{ Pa}$
 - $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
 - rodzaj terenu: A; $z = H = 5,0 \text{ m}$ -> $C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 5,0 = 0,75$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
 - $\beta = 1,80$
- Współczynnik aerodynamiczny:
 - $C_p = 1 + 0,04 \cdot \alpha = 1 + 0,04 \cdot 10,0^\circ = 1,400$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,75 \cdot 1,400 \cdot 1,80 = \mathbf{0,567 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

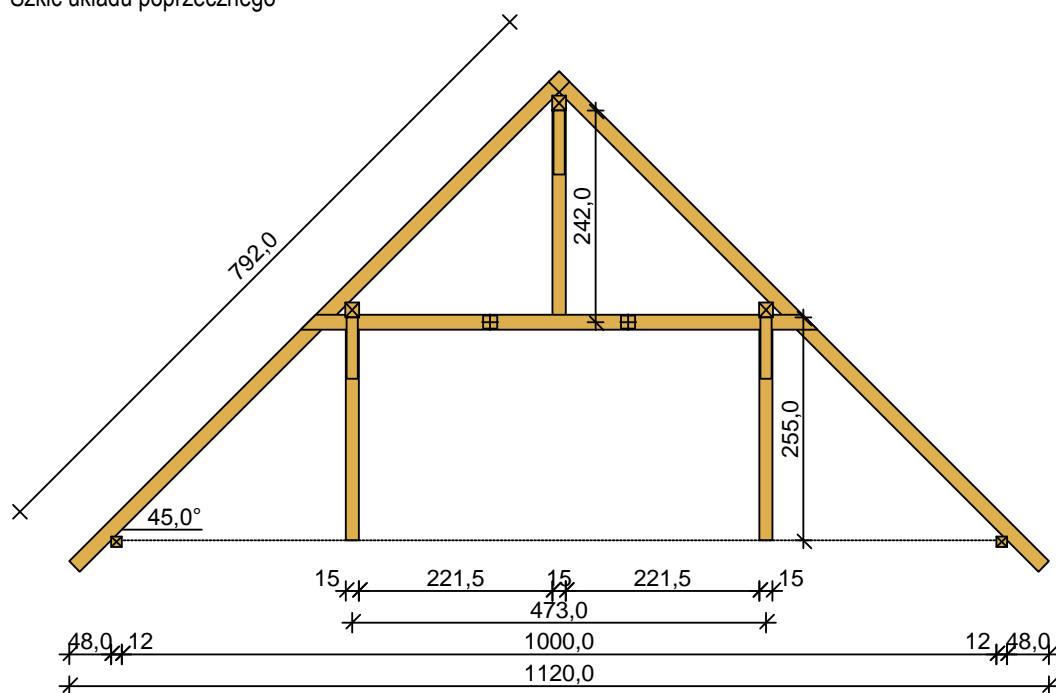
$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,567 \cdot 1,5 = \mathbf{0,850 \text{ kN/m}^2}$$

6.4. WYDRUKI KOMPUTEROWE Z OBLICZENIAMI STATYCZNYMI I WYMIAROWANIEM KONSTRUKCJI

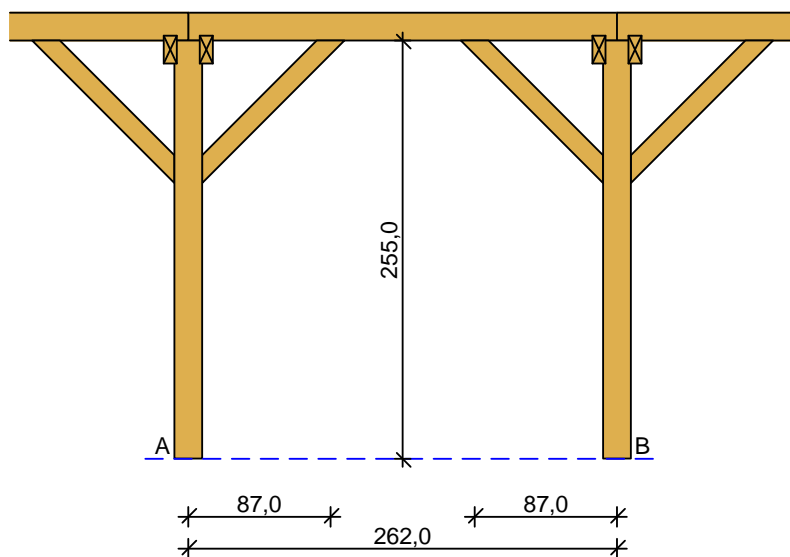
6.4.1. Fundament dla słupa wielofunkcyjnego

6.4.2. Wieżba dachowa

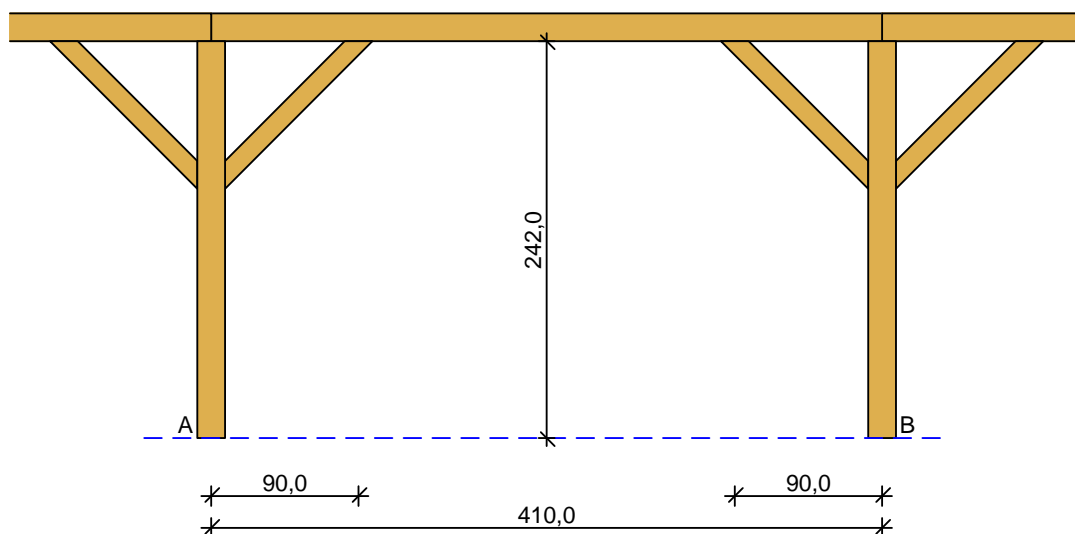
Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 11,20$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 10,00$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 4,73$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,20$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = $0,50$ m

Płatew pośrednia o długości osiowej między słupami $l = 2,62$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,87$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,87$ m

Płatew kalenicowa o długości osiowej między słupami $l = 4,10$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,90$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,90$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,55$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatew kalenicową $h_s = 2,42$ m

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 2,50$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,30$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 14/17cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 16/17 cm z drewna C24

- płatew kalenicowa 16/17 cm z drewna C24

- słup 15/17 cm z drewna C24

- słup kalenicowy 15/17 cm z drewna C24

- kleszcze 2x 8/17 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 14 cm, z przewiązkami co 158 cm z drewna C24

- murłata 12/12 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,620$ kN/m², $g_o = 0,682$ kN/m²

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 45,0 st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,960$ kN/m², $s_{ol} = 1,440$ kN/m²

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,640$ kN/m², $s_{op} = 0,960$ kN/m²

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwałe

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku z = 14,0 m):

- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,277$ kN/m², $p_{ol} = 0,416$ kN/m²

- na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,233$ kN/m², $p_{op} = -0,350$ kN/m²

- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,540$ kN/m², $g_{ok} = 0,702$ kN/m²

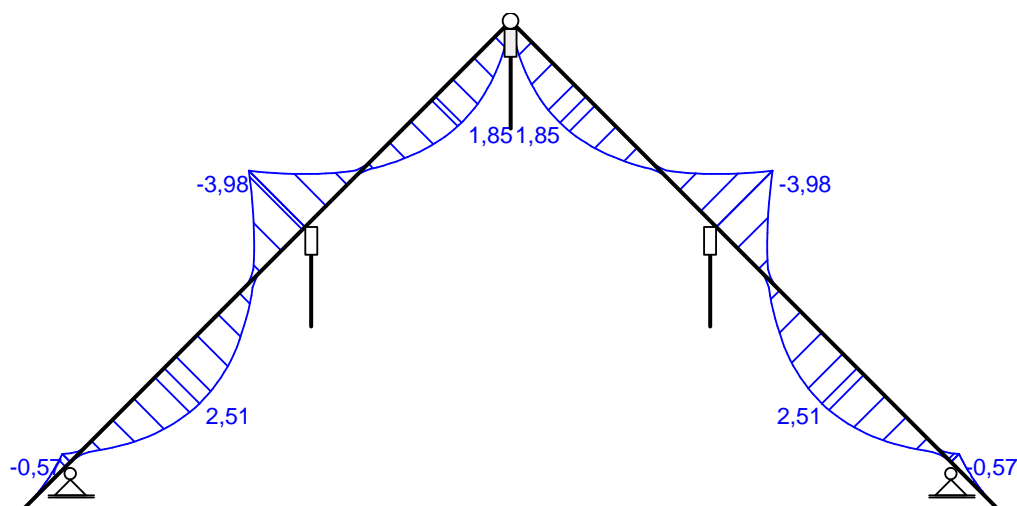
- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0$ kN, $F_o = 1,2$ kN

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- zwiększono wartości wytrzymałości na zginanie i rozciąganie wg p. 2.2.3.(3) normy
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wybozeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie wiązara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

Krokiew 14/17 cm (zacios na podporach 3 cm)

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Smukłość

$$\lambda_y = 77,7 < 150$$

$$\lambda_z = 12,4 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr

$$M_y = 2,51 \text{ kNm}, \quad N = 10,21 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,72 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,487$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,427 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,237 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr

$$M_y = -3,98 \text{ kNm}, \quad N = 6,76 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,71 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,787 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 5,12 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3811 / 200 = 19,06 \text{ mm} \quad (26,9\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 3,44 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 764 / 200 = 7,64 \text{ mm} \quad (45,0\%)$$

Platew 16/17 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Smukłość

$\lambda_y = 24,5 < 150$

$\lambda_z = 26,0 < 150$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 9,93$ kN/m $q_{y,max} = 1,05$ kN/m

Maksymalne siły i naprężenia w pławie

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr-parcie+0,90-śnieg

$M_y = 0,94$ kNm, $M_z = 0,90$ kNm

$f_{m,y,d} = 16,62$ MPa, $f_{m,z,d} = 16,62$ MPa

$\sigma_{m,y,d} = 1,22$ MPa, $\sigma_{m,z,d} = 1,24$ MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,126 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,126 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+wiatr-parcie

$u_{fin} = 0,68$ mm $< u_{net,fin} = l / 200 = 13,00$ mm (5,2%)

Platew kalenicowa 16/17 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Smukłość

$\lambda_y = 24,5 < 150$

$\lambda_z = 26,0 < 150$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 7,54$ kN/m

Maksymalne siły i naprężenia w pławie

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr

$M_y = 4,98$ kNm

$f_{m,y,d} = 11,08$ MPa

$\sigma_{m,y,d} = 6,47$ MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,584 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,409 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$u_{fin} = 4,73$ mm $< u_{net,fin} = l / 200 = 11,50$ mm (41,1%)

Słup 15/17 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Smukłość (słup A)

$\lambda_y = 80,9 < 150$

$\lambda_z = 58,9 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie

$M_y = 0,00$ kNm, $N = 26,02$ kN

$f_{c,0,d} = 9,69$ MPa

$\sigma_{m,y,d} = 0,00$ MPa, $\sigma_{c,0,d} = 1,02$ MPa

$k_{c,y} = 0,454$, $k_{c,z} = 0,731$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,232 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,144 < 1$

Słup kalenicowy 15/17 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 74,8 < 150$$

$$\lambda_z = 55,9 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 30,90 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,519, \quad k_{c,z} = 0,773$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,241 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,162 < 1$$

Kleszcze 2x 8/17 cm o prześwicie gałęzi 14 cm, z przewiązkami co 158 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Smukłość

$$\lambda_y = 96,4 < 150$$

$$\lambda_z = 142,9 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$M_y = 1,71 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,109 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$u_{fin} = 4,58 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4730 / 200 = 23,65 \text{ mm} \quad (19,4\%)$$

Murlata 12/12 cm

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 6,11 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 2,33 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+wiatr

$$M_z = 1,56 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 17,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 5,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,311 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 6,11 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 2,33 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr+0,90·śnieg

$$M_y = 0,27 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,10 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 15,44 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 15,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,92 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,076 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,065 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,04 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 300 / 200 = 3,00 \text{ mm} \quad (1,3\%)$$

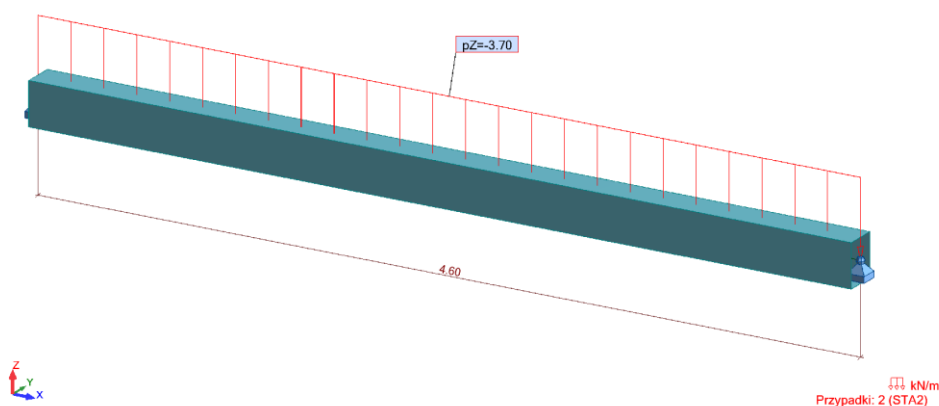
Dla stanu projektowanego stwierdzono przekroczenie nośności istniejących krokwi (KR1-8x17) o 36,5 %. Po wzmocnieniu krokwi w strefie podparcia na płatwi, poprzez zastosowanie obustronnych nakładek na krokwie, w postaci desek gr. 32 mm, wysokości 17 cm i długości 1,5 m – symetrycznie względem płatwi wyężenie krokwi wynosi 78,7 %.

6.4.3. Belki stropowe poddasza (strop nad I piętrzem) – obliczenia sprawdzające dla stanu projektowanego

Założenia:

1. W związku z brakiem dokładnych danych w zakresie konstrukcji stropu przyjęto belki stropowe o wymiarach; 18(?)x24 cm (wysokość belek zgodna z inwentaryzacją), w rozstawie osiowym 85 cm (analogia do stropu nad parterem).
2. Nie uwzględniono oddziaływania na belki stropowe podwaliny dla słupów więźby dachowej. Podwalina wzmocniona ceownikami C160 (2 szt.) nie oddziałują na belki stropowe; reakcja przenoszona jest jedynie na ściany konstrukcyjne.

Schemat statyczny



OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: *PN-B-03150:2000*

TYP ANALIZY: *Weryfikacja prętów*

GRUPA:

PRĘT: 1 Belka drewniana_1 PUNKT: 2

WSPÓŁRZĘDNA: $x = 0.38 L = 1.75$
m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 3 KOMB1 1*1.10+2*1.00

MATERIAŁ

C24



PARAMETRY PRZEKROJU: DR 18_24

ht=24.0 cm

Ay=185.14 cm²

Az=246.86 cm²

Ax=432.00 cm²

bf=18.0 cm $I_y=20736.00 \text{ cm}^4$ $I_z=11664.00 \text{ cm}^4$ $I_x=25258.88 \text{ cm}^4$
Wely=1728.00 cm³ Welz=1296.00 cm³

SIŁY WEWNĘTRZNE W ROZPATRYWANYM PRZEKROJU

$M_y = 9.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_z = 2.12 \text{ kN}$

NAPRĘŻENIA W ROZPATRYWANYM PRZEKROJU

$\text{Sig}_{m,y,d} = 5.58 \text{ MPa}$

$\text{Tau}_{z,d} = 0.07 \text{ MPa}$

WYTRZYMAŁOŚCI

$f_{m,y,d} = 11.08 \text{ MPa}$

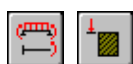
$f_{v,d} = 1.85 \text{ MPa}$

WSPÓŁCZYNNIKI I PARAMETRY DODATKOWE

$k_m = 0.70$

$k_{mod} = 0.60$

$k_{hy} = 1.00$



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

$l_d = 5.08 \text{ m}$

$\text{Lam}_{rel,m} = 0.27$

$k_{crit} = 1.00$

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi y przekroju



względem osi z przekroju

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

$\text{Sig}_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 5.58/11.08 = 0.50 < 1.00$ [4.1.5(1)]

$\text{Sig}_{m,y,d}/(k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) = 5.58/(1.00 \cdot 11.08) = 0.50 < 1.00$ [4.2.2(1)]

$\text{Tau}_{z,d}/f_{v,d} = 0.07/1.85 = 0.04 < 1.00$ [4.1.8.1(1)]

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia

$u_{fin,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: STA1

$u_{fin,z} = 1.6 \text{ cm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2$

$u_{fin,yz} = 1.6 \text{ cm} < u_{fin,max,yz} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2$



Przemieszczenia

Profil poprawny !!!

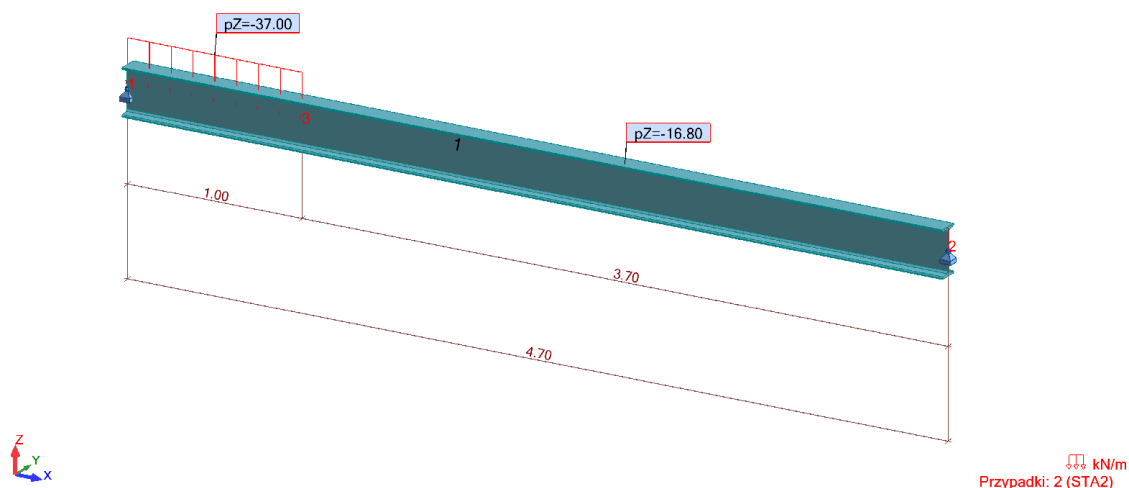
6.4.3. Stalowy podciąg IN260

– obliczenia sprawdzające dla stanu projektowanego

Założenia:

1. Uwzględniono dodatkowo reakcję od schodów o konstrukcji stalowej.
2. Nie uwzględniono oddziaływania obciążenia z dachu, ze względu odciążenie belek stropowych od reakcji od belek podwalinowych, wzmocnionymi 2C160.

Schemat statyczny



OBLICZENIA KONSTRUKCJI STAŁOWYCH

NORMA: PN-90/B-03200

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 1 Belka_1
m

PUNKT: 2

WSPÓŁRZĘDNA: $x = 0.61 L = 2.85$

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 3 KOMB1 1*1.10+2*1.00

MATERIAŁ: S 235

$f_d = 215.00$ MPa

$E = 210000.00$ MPa



PARAMETRY PRZEKROJU: IN 260

$h = 26.0$ cm

$b = 11.3$ cm

$t_w = 0.9$ cm

$t_f = 1.4$ cm

$A_y = 31.87$ cm²

$I_y = 5740.00$ cm⁴

$W_{ely} = 441.54$ cm³

$A_z = 24.44$ cm²

$I_z = 288.00$ cm⁴

$W_{elz} = 50.97$ cm³

$A_x = 53.30$ cm²

$I_x = 35.30$ cm⁴

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

$M_y = 46.11$ kN*m

$M_{ry} = 94.93$ kN*m

$M_{ry_v} = 94.93$ kN*m

$V_z = -8.97$ kN

KLASA PRZEKROJU = 1

$V_{Iz} = 304.77$ kN



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

$z = 1.00$
 $L_d = 4.70 \text{ m}$

$La_L = 1.18$
 $N_z = 270.22 \text{ kN}$

$N_w = 2858.18 \text{ kN}$
 $M_{cr} = 89.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$f_i L = 0.62$

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

$M_y / (f_i L \cdot M_{ry}) = 46.11 / (0.62 \cdot 94.93) = 0.79 < 1.00 \quad (52)$

$V_z / V_{rz} = 0.03 < 1.00 \quad (53)$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L / 250.00 = 1.9 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 1 STA1

$u_z = 0.9 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L / 250.00 = 1.9 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 KOMB2 (1+2)*1.00

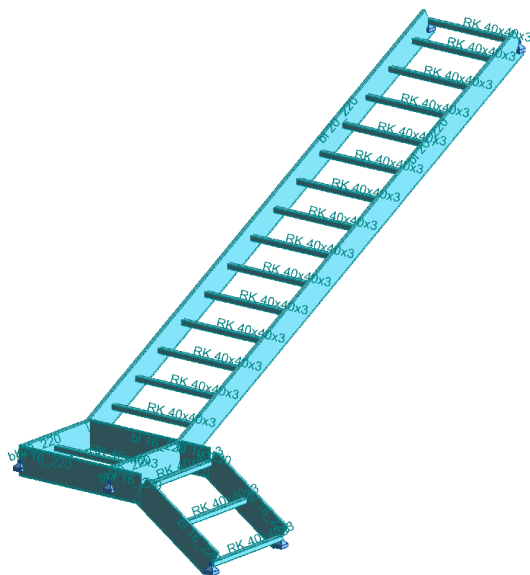


Przemieszczenia Nie analizowano

Profil poprawny !!!

6.4.4. Schody o konstrukcji stalowej

Schemat statyczny



Wyniki:

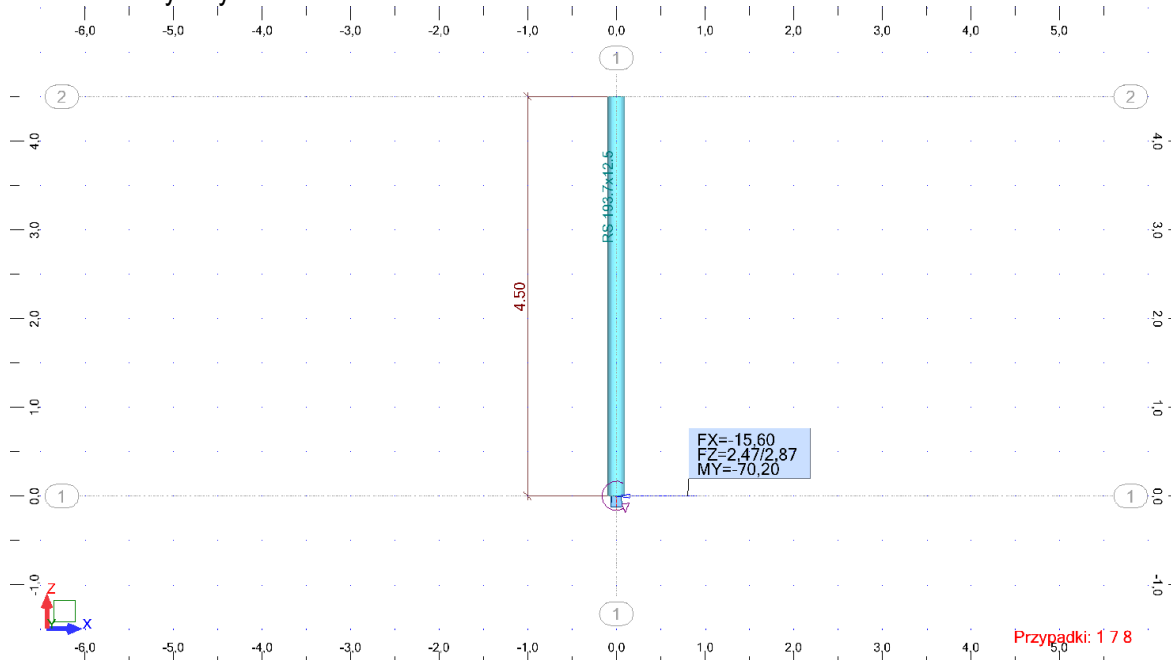
Pręt	Profil	Materiał	Lay	Laz	Wyteż	Przypadek
Grupa : 1 belki policzkowe 1						
1 Belka_1	bl 20_220	S 235	68.46	753.04	0.25	4 KOMB1
Grupa : 2 belki policzkowe 2						
10 Pręt_10	bl 16_220	S 235	4.25	58.46	0.04	4 KOMB1
Grupa : 3 Rk40x3						
26 Pręt_26	RK 40x40x3	S 235	53.29	53.29	0.02	4 KOMB1

6.4.4. Słup wielofunkcyjny

Założenia:

1. Przyjęto zróżnicowaną wysokość mocowania zadaszania membranowego.
Membrana mocowana do stalowej linki, zamocowanej po obwodzie czworokąta do czterech słupów, na wysokości (po przekątnej) 3,5 m i 4,5 m.
2. W związku ze zróżnicowaniem wysokości mocowania membrany przyjęto kąt nachylenia pokrycia 10°.
3. W obliczeniach nie uwzględniono obciążenia od śniegu, oblodzenia, szronu oraz od zalegającej wody.
4. Przyjęto siłę naciągu stalowej linki o wartości 10,0 kN.

Schemat statyczny



OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

NORMA: *PN-90/B-03200*

TYP ANALIZY: *Weryfikacja prętów*

GRUPA:

PRĘT: 1 Słup_1
m

PUNKT: 1

WSPÓŁRZĘDNA: $x = 0.00$ $L = 0.00$

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 4 siła naciągu linek

MATERIAŁ: STAL

$f_d = 215.00$ MPa

$E = 205000.00$ MPa



PARAMETRY PRZEKROJU: RS 193.7x12.5

$h = 19.4$ cm

$t_w = 1.3$ cm

$A_y = 42.72$ cm²

$I_y = 2934.00$ cm⁴

$W_{ely} = 302.79$ cm³

$A_z = 42.72$ cm²

$I_z = 2934.00$ cm⁴

$W_{elz} = 302.79$ cm³

$A_x = 71.20$ cm²

$I_x = 5840.83$ cm⁴

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

$M_y = -54.00$ kN*m

$M_{ry} = 65.10$ kN*m

$M_{ry_v} = 65.10$ kN*m

$V_z = 12.00$ kN

$V_{rz} = 532.72$ kN

KLASA PRZEKROJU = 1



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

$M_y / (f_d L M_{ry}) = 54.00 / (1.00 * 65.10) = 0.83 < 1.00$ (52)

$V_z / V_{rz} = 0.02 < 1.00$ (53)

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia Nie analizowano



Przemieszczenia

$v_x = 6.1$ cm $>$ $v_x \max = L / 150.00 = 3.0$ cm

Nie zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 4 siła naciągu linek

$v_y = 0.0$ cm $<$ $v_y \max = L / 150.00 = 3.0$ cm

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 1 c. własny

6.4.5. Fundament dla słupa wielofunkcyjnego

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa prostopadłościenna

B = 2,30 m L = 2,30 m H = 0,40 m

B_s = 0,40 m L_s = 0,40 m e_B = 0,00 m e_L = 0,00 m

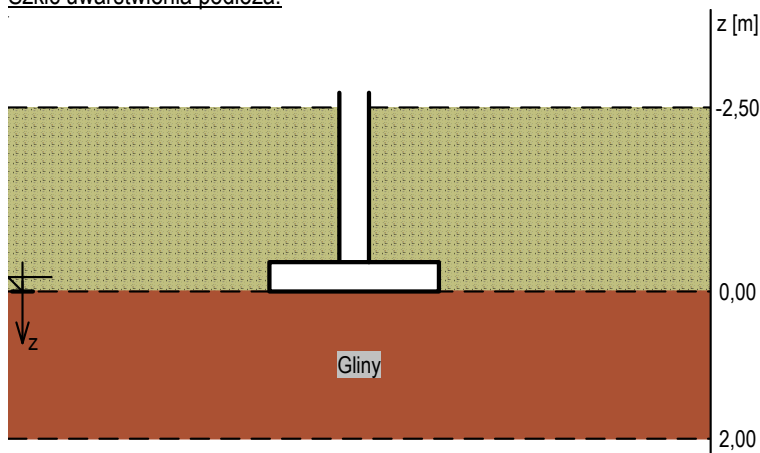
Posadowienie fundamentu:

D = 2,50 m D_{min} = 2,50 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodnio na	$\rho_d^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_0^{(f)}$ [°]	$c_0^{(f)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny	2,00	nie	2,05	0,90	1,10	17,82	31,58	36039	40039

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	23,00	20,00	87,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	długotrwałe	2,00	16,00	70,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mm

Średnica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 12$ mm

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 50$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: $1,00$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda = 1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FN} = 3839,1$ kN

$N_r = 337,4$ kN < $m \cdot Q_{FN} = 0,81 \cdot 3839,1$ kN = $3109,7$ kN (10,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 147,5$ kN

$T_r = 20,0$ kN < $m \cdot Q_{FT} = 0,72 \cdot 147,5$ kN = $106,2$ kN (18,8%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 95,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 302,01$ kNm

$M_o = 95,00$ kNm < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 302,0$ kNm = $217,4$ kNm (43,7%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,00$ cm, wtórne $s'' = 0,07$ cm, całkowite $s = 0,07$ cm

$s = 0,07$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (7,5%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 1,03$ m²

Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 114,3$ kN

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 249,4$ kN

$N_{Sd} = 114,3$ kN < $N_{Rd} = 249,4$ kN (45,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 10,16$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **13 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 14,70$ cm²

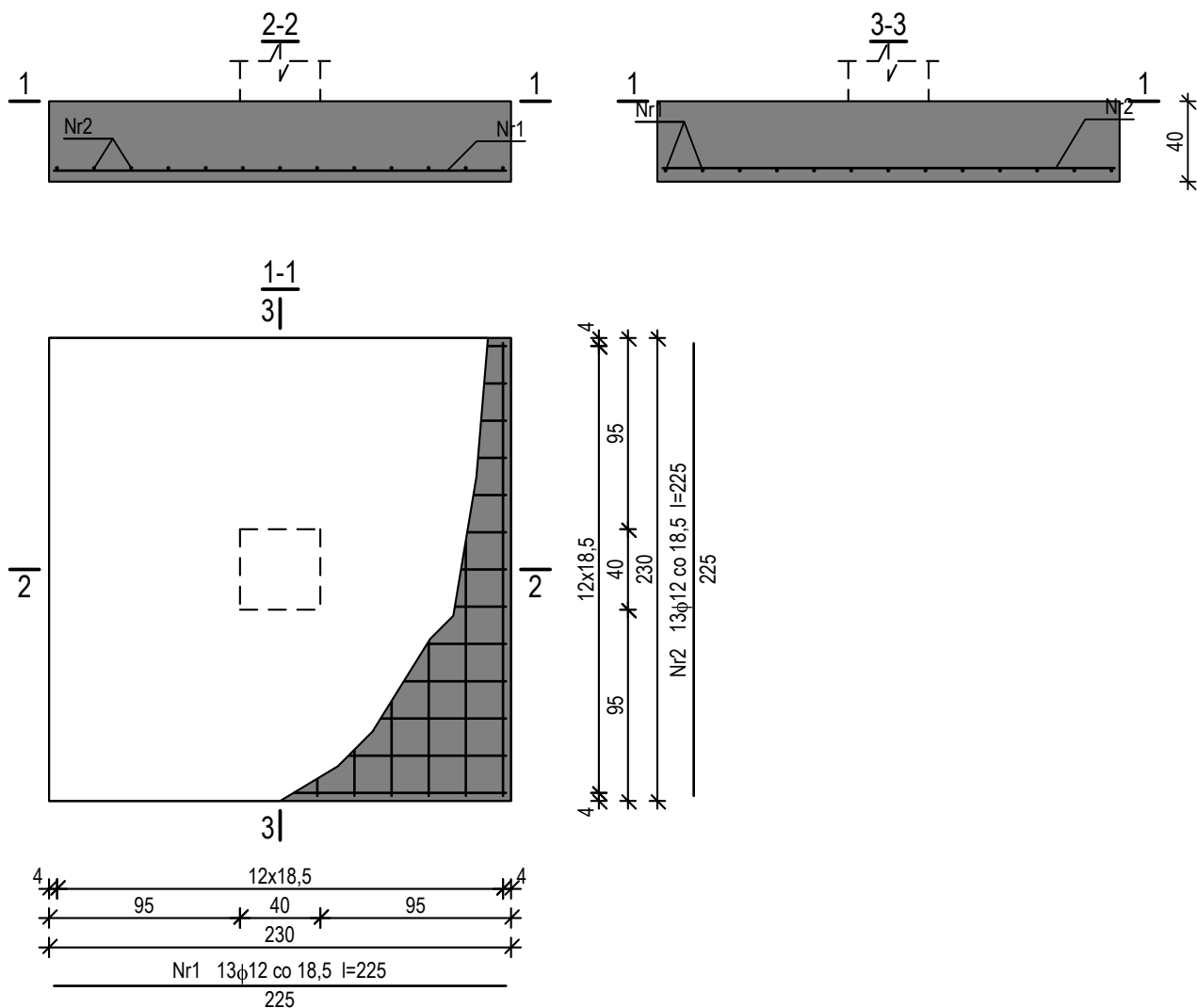
Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 10,16$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **13 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 14,70$ cm²

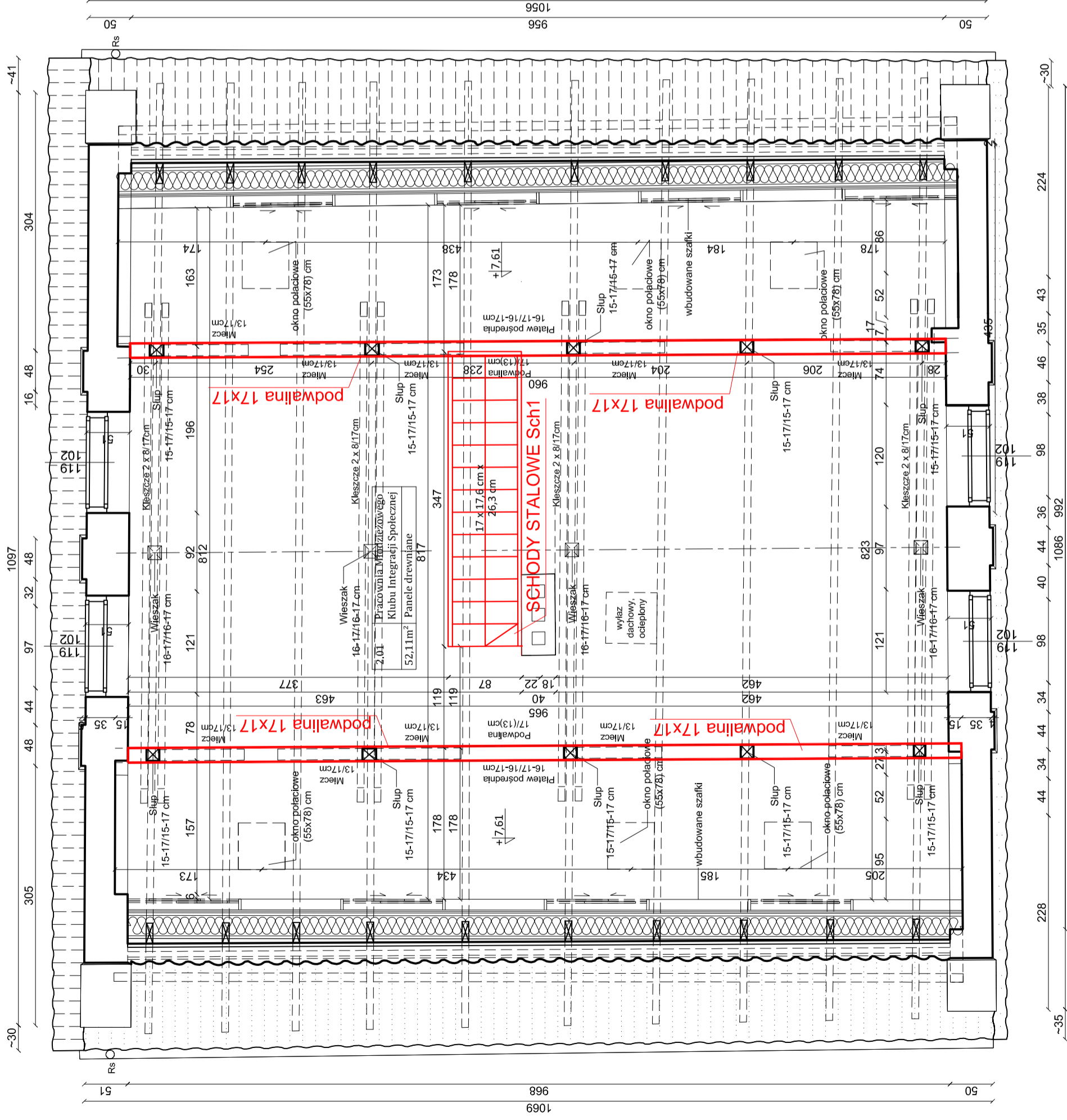
SZKIC ZBROJENIA



Opracował:

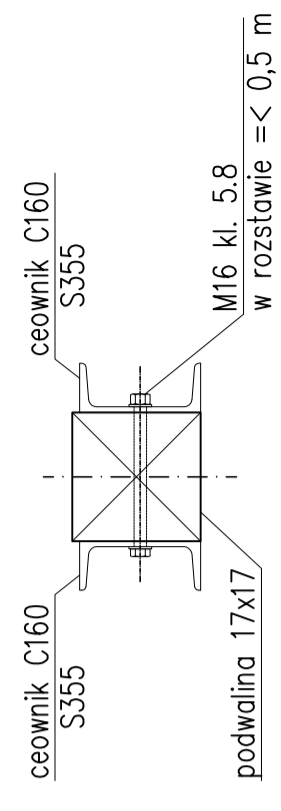
mgr inż. Jacek Bednarczyk


7.0. CZĘŚĆ RYSUNKOWA



SCHEMAT WZMOCNIENIA PODWALINY

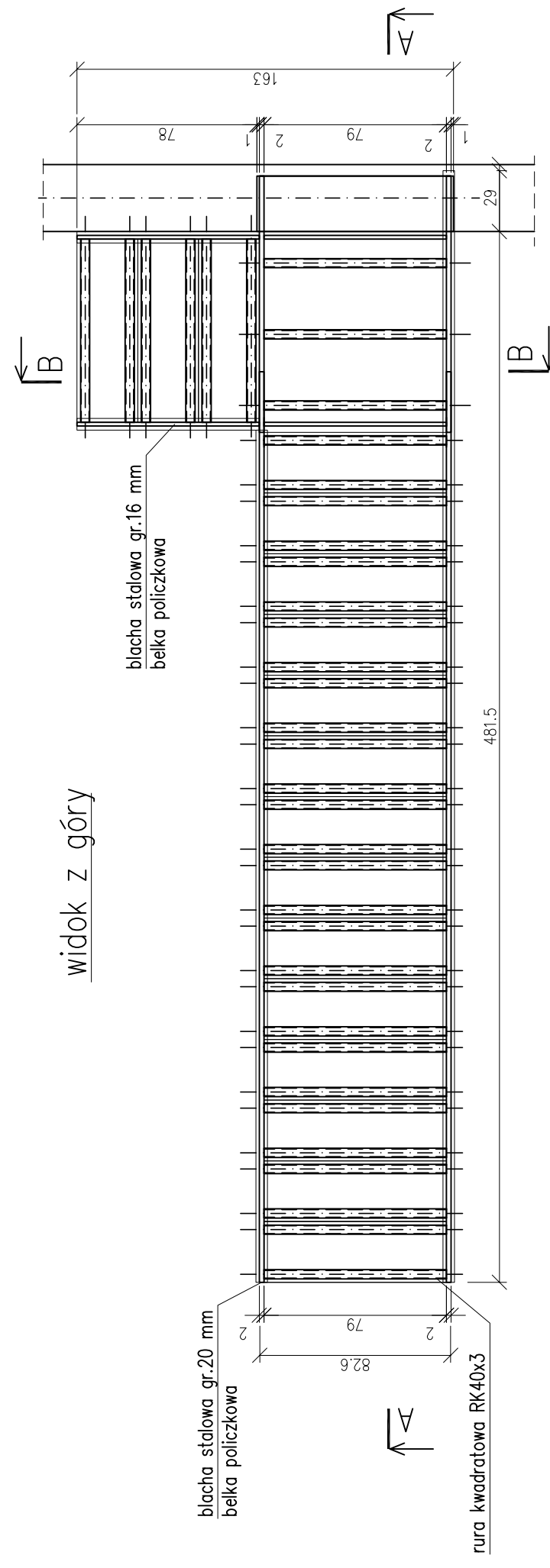
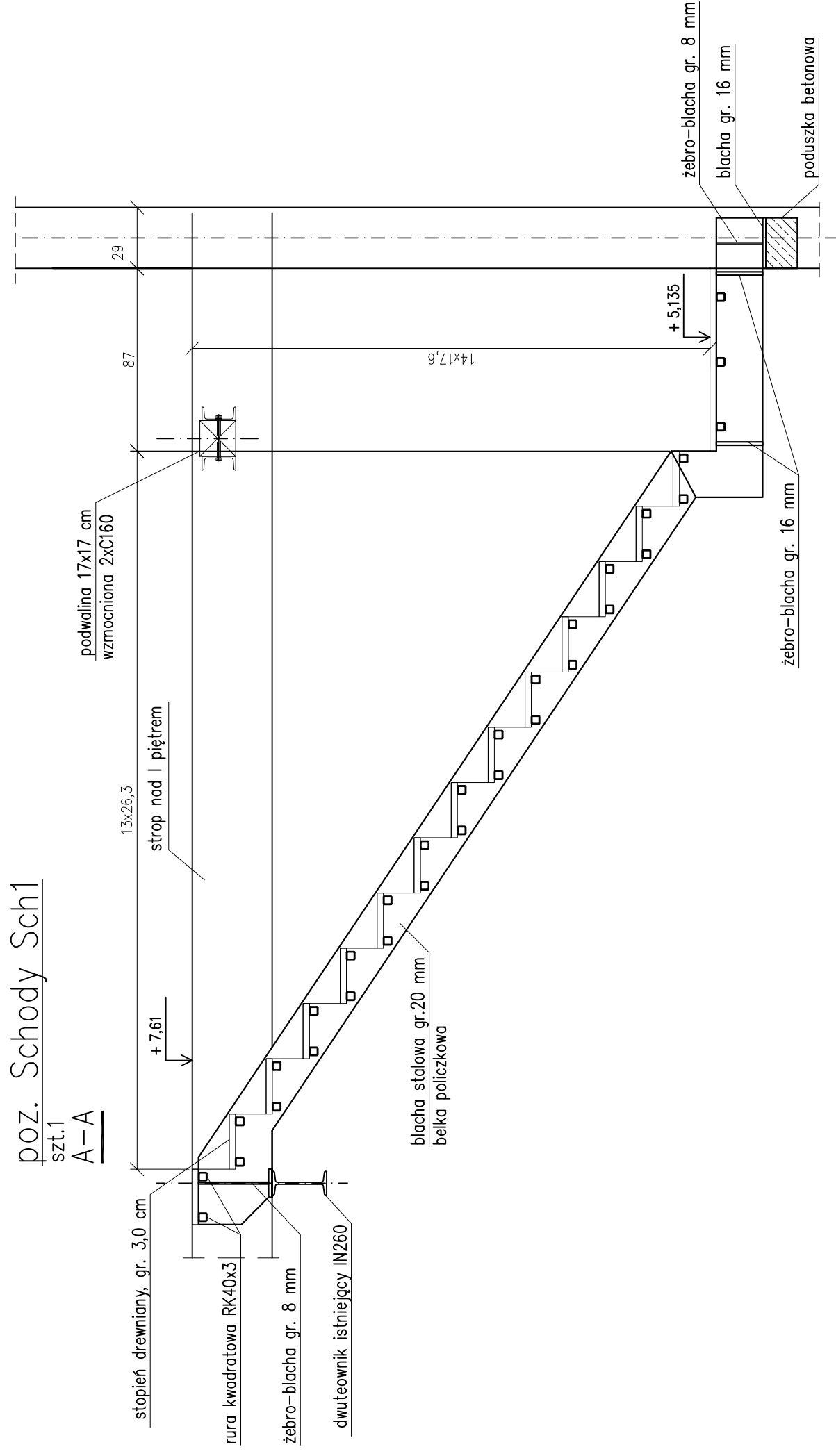
1:10



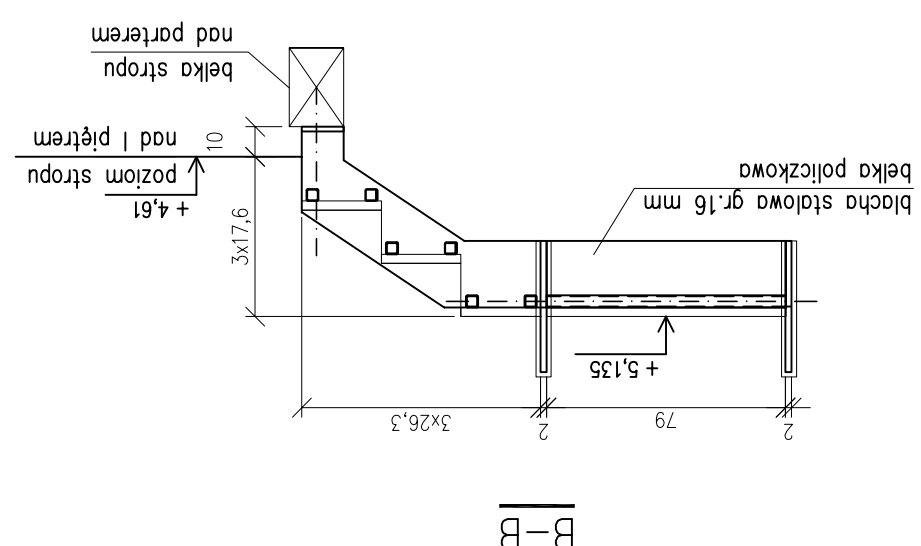
 <p>PRACOWNIA INŻYNIERSKA Jacek Bednarczyk www.biurokonstrukcyjne.com ul. Grochowa 26D, 30-731 Kraków e-mail: bednarczyk@biurokonstrukcyjne.com</p>	Nazwa inwestycji:	ADAPTACJA BRAMY LIDZBARSKIEJ NA MŁODZIEŻOWY KLUB INTEGRACJI SPOŁECZNEJ.
	Adres:	BISZTYNEK, OBRĘB 1, DZIAŁKI NR: 38/3, 38/4, 39/1 (CZĘŚĆ)
	Inwestor:	GMINA I MIASTO BISZTYNEK UL. KOŚCIUSZKI 2, 11-230 BISZTYNEK
Funkcja	Imię i nazwisko	Nr upr. proj.
Projektował:	mgr inż. Jacek Bednarczyk	149/02
Opracował:		
Sprawił:	inż. Leszek Turno	UAN 294/87
Treść rysunku:		RZUT PODDASZA plan usytuowania stalowych schodów i wzmacnianych podwalin
Branża:		KONSTRUKCJA
Stadium:		PB
Data:		Skala: 1:25
Nr rysunku:		K-01

poz. Schody Sch1

szt.1
A-A




widok z góry



UWAGI:

1. Rozpatrywać łącznie z proj. arch. oraz schematami elementów konstr.
2. Poziom porównawczy $\pm 0,00$ zgodnie z proj. arch.

 <p>PRACOWNIA INŻYNIERSKA Jacek Bednarczyk</p> <p>www.biurokonstrukcyjne.com ul. Grochowa 26D, 30-731 Kraków e-mail: bednarczyk@biurokonstrukcyjne.com</p>	Nazwa inwestycji:	ADAPTACJA BRAMY LIDZBARSKIEJ NA MŁODZIEŻOWY KLUB INTEGRACJI SPOŁECZNEJ.
	Adres:	BISZTYNEK, OBRĘB 1, DZIAŁKI NR: 38/3, 38/4, 39/1 (CZEŚĆ)
	Inwestor:	GMINA I MIASTO BISZTYNEK UL. KOŚCIUSZKI 2, 11-230 BISZTYNEK
Funkcja	Imię i nazwisko	Podpis:
Projektował:	Nr upr. proj.	
Opracował:	mgr inż. Jacek Bednarczyk	149/02
Sprawił:	inż. Leszek Turno	UAN 294/87
Treść rysunku:		SCHODY STALOWE Sch1
Branża:		KONSTRUKCJA
Stadium:		Data:
PB		10.2016
1:25		K-02