

Jednostka projektowa :

Pracownia Projektowo - Budowlana „POP-ART”

Katarzyna Święcicka-Brzozowska

24-100 Puławy, ul. Skowieszyńska 30 NIP 716 000 27 50

PROJEKT BUDOWLANO WYKONAWCZY

Inwestor: Gmina Gniewoszków
ul. Lubelska 16
26-920 Gniewoszków

Tytuł projektu: Częściowa rozbiórka, przebudowa i rozbudowa budynku
Ochotniczej Straży Pożarnej w Gniewoszowie dz.nr
484/10, 477/4, obręb: 0003 Gniewoszków

Branża: **KONSTRUKCJA**

Funkcja	Tytuł	Imię i nazwisko	Nr uprawnień	Data	Podpis
Projektował :	mgr inż.	Piotr Ścibior	LUB/0102/POOK/14	10.2017	
Sprawdził::	inż.	Tomasz Wolak	MAZ/0089/PWOK/09	10.2017	

Październik 2017

Wykaz dokumentacji

SPIS ZAWARTOŚCI:	str. 2
Uprawnienia i oświadczenia projektanta	str. 3-9
1.Opis techniczny	str. 10-16
2.Obliczenia statyczne	str. 17-35
3. Rysunki techniczne.	

Nazwa	Skala	Nr rys.
RZUT FUNDAMENTÓW	1:100	rys. K1
ŁAWY FUNDAMENTOWE	1:25	rys. K1.1
STOPA SF1	1:25	rys. K1.2
STOPA SF2.1	1:25	rys. K1.3
STOPA SF2.2	1:25	rys. K1.4
STOPA SF3.1	1:25	rys. K1.5
STOPA SF3.2	1:25	rys. K1.6
RZUT PARTERU	1:100	rys. K2
PŁYTA SCHODOWA SCH1	1:25	rys. K2.1
PŁYTA SCHODOWA SCH2	1:25	rys. K2.2
PŁYTA SCHODOWA SCH3	1:25	rys. K2.3
BELKA SCHODOWA BSP1	1:25	rys. K2.4
PODCIĄG P1	1:25	rys. K2.5
PODCIĄG P2	1:25	rys. K2.6
NADPROŻE NŻ-1.1	1:25	rys. K2.7
NADPROŻE NŻ-1.2	1:25	rys. K2.8
SŁUP S-1	1:25	rys. K2.9
TRZPIEŃ T1.1	1:25	rys. K2.10
TRZPIEŃ T1.2	1:25	rys. K2.11
TRZPIEŃ T1.3	1:25	rys. K2.12
WIEŃCE I NADPROŻA	1:25	rys. K2.13
SŁUPY I ŚCIANY ŻELBETOWE	1:25	rys. K2.14
RZUT PODDASZA	1:100	rys. K3
TRZPIENIE I WIEŃCE PODDASZA	1:25	rys. K3.1
RZUT WIĘŻBY DACHOWEJ	1:100	rys. K4

OŚWIADCZENIE

Na podstawie art. 20 ust.4 Ustawy z dnia 07.07.1994 r - Prawo budowlane (Dz. U. z dn.29.11.2013 r poz. 1409 z późniejszymi zmianami) oświadczam, że projekt budowlano-wykonawczy : **Częściowa rozbiórka, przebudowa i rozbudowa budynku Ochotniczej Straży Pożarnej w Gniewoszowie dz.nr 484/10, 477/4, obręb: 0003 Gniewoszów**, wykonany został zgodnie z obowiązującymi przepisami i normami oraz zasadami wiedzy technicznej jest przekazany w stanie kompletnym z punktu widzenia celu, któremu ma służyć i nadaje się do realizacji w/w zadania.

Projektant:

mgr inż. Piotr Ścibior
LUB/0102/POOK/14

Sprawdzający:

inż. Tomasz Wolak
MAZ/0089/PWOK/09



Lublin, dnia 27 maja 2014 r.

LOIIB.OKK.7131/168/14

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów /tekst jednolity Dz. U. z 2013r. poz. 932, ze zm./, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane /tekst jednolity Dz. U. z 2013r. poz. 1409 ze zm./, § 17 ust. 1 pkt. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. Nr 83 poz. 578 ze zm./ oraz art.104 §1 Kodeksu Postępowania Administracyjnego /tekst jednolity Dz.U. z 2013r. poz. 267 ze zm./, po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan Piotr ŚCIBIOR

magister inżynier

urodzony dnia 3 kwietnia 1984 r. w Puławach

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Nr ewidencyjny: LUB/0102/POOK/14

*do projektowania 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.


Pouczenie :

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

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Członek

inż. Jerzy Kamiński

Członek

dr hab. inż. Anna Halicka

Przewodniczący

dr inż. Wiesław Nurek

Otrzymują:

1. Pan Piotr Ścibior
Bartłomiejowice 7,
24-160 Wąwolnica
2. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
3. a/a



Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Pan Piotr ŚCIBIOR

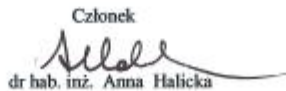
Na mocy **art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, art. 13 ust. 4** ustawy - Prawo Budowlane, w związku z **§ 15 i § 17 ust. 1 pkt. 1** rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawą do:

- a) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych w specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami i sprawowania nadzoru autorskiego,
- b) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych,
- c) sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu,
- d) sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami
bez ograniczeń.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Członek

inż. Jerzy Kamiński

Członek

dr hab. inż. Anna Halicka

Przewodniczący

dr inż. Wiesław Nurek



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

LUB-IRA-K56-33R *

Pan Piotr Ścibior o numerze ewidencyjnym LUB/BO/0159/14

adres zamieszkania , 24-160 Bartłomiejowice 7

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2016-10-01 do 2017-09-30.

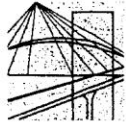
Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2016-09-16 roku przez:

Wojciech Szewczyk, Przewodniczący Rady Lubelskiej 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.





sygn. akt. MAZ/7131-7132/ 633 /08 /K

Warszawa, dnia 25 czerwca 2009 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt 1-5 oraz ust. 3, art. 13 ust. 1, 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.) w związku z art. 5 ustawy z dnia 28 lipca 2005 r. o zmianie ustawy – Prawo budowlane oraz o zmianie niektórych innych ustaw (Dz.U. nr 163 poz. 1364) oraz na podstawie § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 83 poz. 578 późn. zm.), Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa stwierdza, że:

Pan Tomasz Wołak
inżynier

urodzony dnia 10 lipca 1976 roku w m. Zwolen, syn Ryszarda

uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr MAZ/ 0089 /PWOK/09

**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 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Szczegółowy zakres nadanych uprawnień został opisany na odwrocie niniejszej decyzji

POUCZENIE

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.

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

Skład Orzekający

1/ mgr inż. Zygmunt Garwoliński

2/ mgr inż. Leszek Ganowicz

3/ mgr inż. Hanna Bałaj



**Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej**

I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1-5, art. 13 ust. 1, 3 i 4 ustawy – Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

- 1/ projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- 2/ kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
- 3/ kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- 4/ wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- 5/ sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

II. Na mocy § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności konstrukcyjno – budowlanej.

III. Na mocy § 17 ust. 1 w zw. z § 16 ust. 1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym w zakresie:

- 1/ sporządzania projektu architektoniczno – budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu oraz
- 2/ kierowania robotami budowlanymi w zakresie, o którym mowa w pkt 1/ oraz w odniesieniu do architektury obiektu.



Otrzymują:

1. Pan Tomasz Wolak
Władysławów 61a
26-720 Policzna
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/a



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-MLX-11T-1J2 *

Pan TOMASZ WOLAK o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0517/09
adres zamieszkania ul. WOJSKA POLSKIEGO 46 / 20, 26-700 ZWOLEŃ
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2016-08-01 do 2017-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2016-07-12 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej 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.



I.OPIS TECHNICZNY

1. Założenia.

1.1. Wstęp.

Opracowany projekt dotyczy wykonania projektu budowlanego konstrukcji :
Częściowa rozbiórka, przebudowa i rozbudowa budynku Ochotniczej Straży Pożarnej w Gniewoszowie dz.nr 484/10, 477/4, obręb: 0003 Gniewoszków

Dane ewidencyjne.

Lokalizacja obiektu

Województwo

Miejscowość

Mazowieckie

Gniewoszków (II strefa śniegowa; I strefa wiatrowa, głębokość umowna przemarzania gruntu 1,0m)

1.2. Podstawa opracowania.

Podstawą opracowania są:

- projekt architektoniczny
- projekty budowlane branżowe.
- inwentaryzacja

2. Rozwiązania projektowe.

2.1. Założenia projektowo-materiałowe.

1.4.1 Klasa ekspozycji .

XC1. Elementy konstrukcji nadziemnej.

XC3. Fundamenty

1.4.2 Otulina zbrojenia.

Cmin.=20mm Elementy klasy ekspozycji XC1

Cmin.=50mm Fundamenty

1.4.3 Klasa betonu.

min.C16/20 (Fundamenty) przyjęto klasę betonu **C16/20**

min.C20/25 (Elementy konstrukcji nadziemnej poza stropami) **C20/25**

Stropy **C25/30**

1.4.4 Klasa stali.

Stal zbrojeniowa z zakresu granicy plastyczności $f_{yk}(400-600)MPa$, klasy ciągliwości C. Do zbrojenia konstrukcji przyjmuje się stal **RB500**. Żebra poprzeczne po obu stronach pręta ułożone są w sposób dwuskośny, czyli nachylone są pod dwoma różnymi kątami do osi podłużnej. Pręty proste mają przekrój okrągły, natomiast pręty dostarczane w kręgach przekrój kwadratowy. Dokumentem odniesienia jest norma PN-H-93220:2006 oraz Aprobata Techniczne.

1.4.5 Elementy konstrukcji drewnianej.

Główne elementy konstrukcyjne więźby dachowej projektuje się na odporność ogniową **R15**.

2.2. Stan istniejący.

Istniejący budynek murowany tradycyjnie, wolnostojący parter + poddasze nieużytkowe, bez podpiwniczenia, ściany murowane ceglane, stropy na belkach stalowych, dach dwuspadowy wykonany w konstrukcji drewnianej, ławy fundamentowe żelbetowe. Nadproża monolityczne żelbetowe, układ konstrukcyjny prosty jednoprzęsłowy.

2.3. Schemat statyczny.

Projektuje się częściową rozbiórkę, przebudowę i rozbudowę budynku Ochotniczej Straży Pożarnej, po rozbudowie budynek parterowy z poddaszem nieużytkowym bez podpiwniczenia, posadowienie na stopach i ławach fundamentowych, ściany fundamentowe i nadziemne tradycyjne murowane, ściany istniejące do częściowej adaptacji i wzmocnienia, strop nad parterem gęstożebrowy wsparty bezpośrednio na ścianach za pośrednictwem wieńców oraz pośrednio na podciągach. Nad otworami okiennymi i drzwiowymi nadproża monolityczne żelbetowe, podciągi wsparte na słupach i trzpieniach żelbetowych. Z poziomu parteru na poddasze projektuje się schody monolityczne żelbetowe płytowe wsparte na ścianach klatki schodowej oraz górą na belce spocznikowej. W części istniejącej przewiduje się wyburzenia ścian oraz wymurówki w istniejących otworach ściennych, w miejscu pionowych połączeń ścian istniejących z projektowanymi oraz w miejscu usztywnień ścian istniejących i projektowanych przewiduje się wykonanie trzpieni żelbetowych.

2.4. Kategoria geotechniczna.

Kategoria geotechniczna 1.

Budynek niski o wyznaczalnym schemacie statycznym w prostych warunkach gruntowych. Woda gruntowa nie występuje w poziomie posadowienia.

Obliczeniowo przyjęto nośność graniczną podłoża gruntowego 190kPa. Posadowienie budynku na ławach i stopach fundamentowych, zakłada się iż naprężenia od obciążeń budynku przekazywane są na grunt rodzimy bezpośrednio bez możliwości pogorszenia stanu naprężeń w poziomie posadowienia. Podłoże pod ławy i stopy fundamentowe należy niezwłocznie przykryć warstwą chudego betonu B10 grubości 10cm. Góra chudego betonu powinna być usytuowana na rzędnej posadowienia stopy fundamentowej. Na przygotowanym podłożu należy wytyczyć i wykonać fundamenty.

3.0 Elementy konstrukcyjne.

3.1 Fundamenty.

Zaprojektowano tradycyjne posadowienie na ławach i stopach fundamentowych gr. 40cm fundamenty zaprojektowano z betonu C 16/20, zbrojenie stalą AIIIIN RB500. Otulina $C_{min.}=50mm$. Sposób zbrojenia fundamentów wg. rysunków wykonawczych.

3.1.3 Płyty fundamentowe kominów.

W miejscu kominów projektuje się płytę fundamentową grubości 20cm z betonu C 16/20, zbrojoną stalą AIIIIN krzyżowo dołem #10 co 15cm (B500SP EPSTAL). W przypadku stwierdzenia gruntów wysadzinowych w posadowieniu płyty należy wykonać wymianę gruntu na piasek lub pospółkę o takim uziarnieniu aby możliwe było uzyskanie jego zagęszczenia. Płytę wykonać na podbudowie z chudego betonu gr.10cm oraz izolacji p.wilgociowej poziomej.

3.1.4 Płyta posadzkowa części garażowej.

Płyta posadzkowa części warsztatowej monolityczna żelbetowa z betonu C25/30 gr.15cm zbrojona górą i dołem krzyżowo #8 co 15cm otulina dolna 3.5cm, górna 2cm dystans między siatkami zachować przez zastosowanie zbrojeń dystansowych z prętów #8 w rozstawie prostokątnym 70/100cm. Płytę należy wykonać na podbudowie zagęszczonej do $l_s \geq 1,0$ kamiennej lub żwirowej gr. 30cm na tym warstwa chudego betonu gr.10cm oraz izolacji p.wilgociowej poziomej (warstwa poślizgowa), przy ścianach należy wykonać dylatację min. 2cm z wkładki ze styropianu twardego. W przypadku stwierdzenia gruntów wysadzinowych w posadowieniu płyty należy wykonać wymianę gruntu na głębokość granicy przemarzania na piasek lub pospółkę o takim uziarnieniu aby możliwe było uzyskanie wskaźnika jego zagęszczenia do $l_s \geq 0,98$. Posadzkę dylatować na pola do 30m² przez nacięcie górą na głębokość 1/3 grubości płyty.

3.2 Ściany konstrukcyjne.

3.2.1 Ściany fundamentowe murowane.

Ściany fundamentowe murowane z bloczków betonowych 38 x 24 x 12 cm klasy 15 gr.25 i 38cm . Do murowania należy używać zaprawy cementowej, a ściany murować na pełną spoinę poziomą i pionową. Przed przystąpieniem do murowania ścian fundamentowych należy wykonać izolację poziomą na fundamencie, po wymurowaniu ścian należy zgodnie ze sztuką budowlaną poniżej poziomu terenu wykonać izolację przeciwwilgociową pionową.

3.2.2 Ściany konstrukcyjne nadziemia.

Ściany konstrukcyjne nadziemia z bloczków z betonu komórkowego o wym.24x24x59cm klasy gęstości 600 murowane na zaprawę cienkowarstwową 1-3mm. Pierwszą warstwę bloczków należy dokładnie wypoziomować oraz wymurować na zaprawę tradycyjną.

3.2.3 Kanał przeglądowy.

Posadowienie kanału przeglądowego projektuje się na płycie żelbetowej gr. 25cm ściany kanału gr. 25cm całość wykonać z betonu C25/30 zbrojenie stalą A-IIIIN w ilości dla płyty dennej i ścian siatka obustronnie #10/15cm. W płycie należy wyprowadzić zbrojenie startowe ściany kanału w ilości #10 co 15cm. Płytę fundamentową posadzić na warstwie chudego betonu gr.10cm całość kanału wykonać z betonu wodoszczelnego W8.

3.3 Słupy żelbetowe.

Słupy monolityczne z betonu C20/25 zbrojone stalą AIIIIN . Słupy projektuje się w miejscu oparcia podciągów i belek żelbetowych. Otulina $C_{nom.}=20\text{mm}$. Sposób zbrojenia słupów i trzpieni wg. rysunków szczegółowych.

3.4 Nadproża

Nadproża monolityczne w ścianach konstrukcyjnych z betonu C20/25 zbrojone stalą A-IIIIN oraz poprzecznie strzemionami A-0. Otulina $C_{nom.}=20\text{mm}$. W otworach o mniejszych rozpiętościach lub mało obciążonych stosuje się nadproża prefabrykowane L19 . Sposób zbrojenia nadproży wg. rysunków szczegółowych.

3.5 Wieńce

W ścianach konstrukcyjnych projektuje się wieńce żelbetowe:

-**W1** Wieniec pośredni o wymiarach przekroju $b \times h=24 \times 24\text{cm}$ z betonu C20/25 zbrojone stalą A-IIIIN oraz poprzecznie strzemionami #6 A-0.

-**W2** Wieniec stropowy o wymiarach przekroju $b \times h=24 \times 28\text{cm}$ opuszczony z betonu C25/30 zbrojone stalą A-IIIIN oraz poprzecznie strzemionami #6 A-0.

- **W3** Wieniec w miejscu osadzenia murłat o wymiarach przekroju $b \times h=24 \times 24\text{cm}$ z betonu C20/25 zbrojone stalą A-IIIIN oraz poprzecznie strzemionami #6 A-0. Sposób zbrojenia wieńców wg. rysunków szczegółowych.

-**W4** Wieniec attyk o wymiarach przekroju $b \times h=24 \times 20\text{cm}$ z betonu C20/25 zbrojone stalą A-IIIIN oraz poprzecznie strzemionami #6 A-0.

3.6 Stropy

W budynku zaprojektowano system stropowy typu Tb Technobeton na belkach z betonu sprężonego, wysokość konstrukcyjna stropu 24cm. System Stropowy Tb składa się z prefabrykowanych strunobetonowych belek sprężonych dostępnej w wysokościach 12 i 13 cm oraz z pustaków betonowych. Belki mają kształt odwróconej litery T, produkowane są z betonu klasy C 50/60 a zastosowane w nich zbrojenie sprężające ze stali o wytrzymałości minimum 2060 MPa. Górna powierzchnia belki jest pofalowana a cięgna sprężające wypuszczone są na odległość 10 cm od lica belki. Pustaki 12, 16 i 20 cm, i długości 20 cm.

Warstwa nadbetonu grubości 4 cm pełni w systemie funkcję monolityzującą konstrukcję stropu. Wykonana jest z betonu klasy minimum C 25/30. W warstwie nadbetonu zawarta jest siatka zbrojeniowa (średnica pręta 3,5 mm i oczko 15 x 15 cm) oraz zbrojenie przypodporowe (stal AIIIIN), które układa się na siatce oczkowej, nad zakończeniem każdej belki, a jego ilość ustalana jest indywidualnie dla każdego projektu. Podczas montażu stropu, należy opierać belki zachowując ich minimalne oparcie. W celu uzyskania odpowiedniego rozstawu belek wynoszącego 59,5 cm, należy umieszczać na każdym ich końcu jeden pustak (najlepiej deklowany).

Wypełnienie stropowe stanowią pustaki betonowe. Należy je układać w rzędach jeden za drugim, szczelnie i równo bez pozostawiania szczelin. Skrajne pustaki, w

przypadku kiedy zajdzie konieczność cięcia pustaka, powinny być docięte z długości lub szerokości piłą tarczową do betonu. Należy przy tym pamiętać aby ucięty fragment zawierał co najmniej jedno żebro. Oparcie pustaków na ścianach wynosi od 0 do 2cm.

Ze względu na możliwość występowania ujemnych momentów w strefie przypodporowej, stropy należy dobroić górną układając pręty zbrojenia przypodporowego nad zakończeniem każdej belki (ilość, długość oraz średnica prętów zaznaczona jest na rysunku montażowym stropu). Mocuje się je do siatki zgrzewanej, którą stosuje się na całej powierzchni stropu. Układana jest na zakład jednego oczka, na podkładkach dystansowych.

Na czas montażu, strop musi być podparty podporami montażowymi. Wymaganiem jest ustawienie co najmniej jednej, centralnie ułożonej podpory montażowej bądź w niektórych przypadkach dwóch podpór ustawionych w odległościach wynoszących 2/5 i 3/5 od miejsca oparcia belek. Podporę (podpory) należy podeprzeć stemplami w taki sposób, aby uzyskać ujemną strzałkę ugięcia o wielkości L/500. Podpory montażowe należy ustawić przed ułożeniem pustaków.

Bezpośrednio przed betonowaniem strop powinien być polany obficie wodą, a wszystkie zanieczyszczenia powinny być z niego usunięte. Należy stosować beton klasy C25/30. Unikać powstawania miejscowych koncentracji betonu. Podczas betonowania zwrócić szczególną uwagę na dokładne wypełnienie mieszanką betonową wszystkich przestrzeni pomiędzy pustakami, czołami belek ułożonych w jednej linii i w wieńcach, prawidłowe zagęszczenie betonu i jego należyta pielęgnacja. Podpory zlikwidować po około 3 tygodniach, po osiągnięciu przez beton 85% wytrzymałości.

3.7 Podciągi

Podciągi żelbetowe z betonu C25/30 zbrojone stalą główną A-IIIIN, oraz poprzecznie strzemionami #6 A-0 . Otulina $C_{nom}=20mm$. Dopuszcza się wykonanie nadciągow żelbetowych pod warunkiem wykonania części dolnej podciągu o wysokości 10cm. Sposób zbrojenia podciągow wg. rysunków szczegółowych.

3.8 Dach

Zaprojektowano na całości budynku więźbę dachową o konstrukcji płatwiowo kleszczowej, drewno konstrukcyjne iglaste klasy C24. Krokwie w rozstawie max 90cm oparte na murlatach i płatwiach drewnianych. Odporność ogniowa konstrukcji dachu R15, ze względu na odporność ogniową min. wymiar przekroju głównych elementów konstrukcyjnych więźby $b \geq 14cm$. Płatwie wsparte na słupach drewnianych, murlaty przykręcone do wieńców ścian gwintami $\varnothing 16$ rozstawie max. 1,5m. Główne elementy więźby dachowej:

dchar,n = 12mm – grubość spalonej okładziny podczas 15min pożaru.

Główne elementy więźby dachowej:	P. obliczeniowy	Przekrój R15
Krokwie	K 8x16cm	
Słupki dachowe	SD1 15x15cm	SD1 18x18cm
Murlaty	MR 14x14cm	MR 14x14cm
Płatew	PŁ1 14x18cm	PŁ1 18x22cm
Miecze	M1 8x18cm	
Łaty dachowe	4x5cm	

4.0 Zabezpieczenia konstrukcji .

4.1 Izolacje p. wilgociowe

Projektuje się hydroizolacje w systemie bitumicznym dyspersyjnym Powierzchnie boczne fundamentów izolować z powłokowych mas bitumicznych (dwukrotna powłoka)- dysperbit, lepik asfaltowy lub Abizol. Spód fundamentów 2x folia PE gr. 0.3mm. Izolacja pozioma ścian fundamentowych od fundamentów do połączenia z izolacją poziomą w cokole wykonana z powłokowych mas bitumicznych (dwukrotna powłoka)- dysperbit, lepik asfaltowy lub Abizol. Uwaga. W styku ze styropianem stosować wyłącznie lepiki nie powodujące rozpuszczania styropianu bez wypełniaczy mineralnych.

4.2 Zabezpieczenia więźby.

Poszczególne elementy konstrukcyjne dachu przed impregnacją, wymagają dokładnej obróbki mechanicznej. Jeżeli obróbka połączeń i złącz ciesielskich wykonana jest po impregnacji, to wówczas wszystkie płaszczyzny obrobione, wymagają dodatkowego zaimpregnowania. W impregnacji drewna więźby dachowej, stosuje się na ogół metodę powierzchniową, w której preparat wnika w głąb drewna do 1–2 mm. Jest to zazwyczaj impregnacja wystarczająca, która zabezpiecza drewno przed zaatakowaniem grzybów czy owadów drewna, pod jednym warunkiem, że zaimpregnowane elementy nie stykają się bezpośrednio z warunkami atmosferycznymi. Skuteczność zabiegu nasycania drewna, zależy też od gatunku drewna, jego wilgotności, rodzaju impregnatu oraz od przyjętej technologii nakładania preparatu. Dlatego wymienione uwarunkowania muszą być brane pod uwagę przy ustalaniu technologii impregnacji powierzchniowej. Drewno więźby dachowej może być impregnowane przez natrysk, ręczne nałożenie (pędzlem) lub zanurzanie (kąpiel)

Charakterystyka i technologia przygotowania i nakładania Fobosu M-2F, Fobos M-2F jest preparatem solnym, jednoskładnikowym i sporządza się go następująco, 1 część wagowa preparatu, rozpuszcza się w 4 częściach wody o temperaturze 40°C, przygotowany w postaci 20% roztworu wodnego, nanosi się na drewno 5–8 krotnie, w 1–2 godzinnych odstępach czasowych aż do uzyskania naniesienia w ilości 1 kg na 1 m², co odpowiada 200 g handlowego preparatu.

Drewno zabezpieczone w podanych ilościach, zgodnie z obowiązującą metodą badań palności (BN-87/8826-02) jest materiałem trudno zapalnym. Natomiast skuteczność ochrony drewna przed owadami i grzybami, wynosi już po nałożeniu 56 g/m² preparatu.

5.Warunki BHP

Wszystkie materiały stosować zgodnie z ich przeznaczeniem, i wytycznymi producenta, dochowując technicznych warunków wykonania robót. Wszystkie prace należy wykonywać pod nadzorem uprawnionych do tego osób. Załoga powinna być przeszkolona, wyposażona w odpowiedni sprzęt i posiadać wymagane kwalifikacje. Teren prowadzonych prac powinien być oznakowany i zabezpieczony przed dostępem osób nieupoważnionych.

6.UWAGI:

1. Wykonawca przed przystąpieniem do robót powinien zapoznać się z całą dokumentacją budowlaną oraz projektami branżowymi.
2. Roboty budowlano-instalacyjne muszą być prowadzone z równoległą bieżącą koordynacją międzybranżową.
3. W sprawach nie określonych dokumentacją obowiązującą: warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowl.-montaż. , normy polskiego komitetu normalizacyjnego, instrukcje, wytyczne, świadectwa, dopuszczenia, atesty itp., instrukcje, wytyczne i warunki producentów i dostawców materiałów budowlano-instalacyjnych, przepisy instytucji koordynujących jakość materiałów i wykonanych robót.

7.Opinia na temat prac budowlanych w istniejącym budynku.

Na podstawie Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690) z późniejszymi zmianami art.204 i 206. Konstrukcja budynku po przebudowie i rozbudowie spełnia warunki zapewniające nieprzekroczenie stanów granicznych nośności oraz stanów granicznych przydatności do użytkowania w żadnym z jego elementów i w całej konstrukcji oraz konstrukcji budynku istniejącego. Oznacza to, że w konstrukcji budynku nie wystąpią:

- 1) lokalne uszkodzenia, w tym również rysy, które mogą ujemnie wpływać na przydatność użytkową, trwałość i wygląd konstrukcji,
- 2) odkształcenia lub przemieszczenia ujemnie wpływające na wygląd konstrukcji i jej przydatność użytkową, włączając w to również funkcjonowanie maszyn i urządzeń, oraz uszkodzenia części niekonstrukcyjnych budynku i elementów wykończenia,
- 3) drgania dokuczliwe dla ludzi lub powodujące uszkodzenia budynku, jego wyposażenia oraz przechowywanych przedmiotów, a także ograniczające jego użytkowanie zgodnie z przeznaczeniem.

Z uwagi na powyższe stwierdza się iż rozbudowa i przebudowa nie spowoduje zagrożeń dla bezpieczeństwa użytkowników tego obiektu lub obniżenia jego przydatności do użytkowania. Naprężenia podłoża w gruntowego nie przekraczają naprężeń dopuszczalnych przyjętych w obliczeniach statycznych.

Projektant:

mgr inż. P. Ścibior
LUB/0102/POOK/14

Sprawdzający:

inż. Tomasz Wolak
MAZ/0089/PWOK/09

II. OBLICZENIA STATYCZNE

1. Zestawienie norm.

Normy:

- PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- PN-80/B-02010/ Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.
- PN-77/B-02011/Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem
- PN-88/B-02361:1999 Pochylenia połaci dachowych.
- PN-90/B-03000 Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.
- PN-76/B-03001 Konstrukcje i podłoża budowli.
- PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie .
- PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

2. Zestawienie obciążeń.

2.1 Obciążenia użytkowe.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
2.	Obciążenie zmienne klatki schodowe (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

2.2.1 Obciążenie śniegiem dachu 40st.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 3, A=200 m n.p.m. -> Q _k = 1,2 kN/m ² , nachylenie połaci 35,0 st. -> C ₂ =1,000) [1,200kN/m ²]	1,20	1,50	1,80
2.	Obciążenie śniegiem mniej obciążonej połaci dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 3, A=200 m n.p.m. -> Q _k = 1,2 kN/m ² , nachylenie połaci 35,0 st. -> C ₁ =0,667) [0,800kN/m ²]	0,80	1,50	1,20

2.3 Obciążenie wiatrem dachu.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci nawietrznej dachu - wariant I wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=170 m n.p.m. -> q _k = 0,30kN/m ² , teren B, z=H=9,7 m, -> C _e =0,74, budowla zamknięta, wymiary budynku H=9,7 m, B=10,0 m, L=26,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej alfa = 35,0 st. -> wsp. aerodyn. C=-0,225, beta=1,80) [-0,090kN/m ²]	-0,09	1,50	-0,13

2.	Obciążenie wiatrem połaci nawietrznej dachu - wariant II wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=170 m n.p.m. -> qk = 0,30kN/m ² , teren B, z=H=9,7 m, -> Ce=0,74, budowla zamknięta, wymiary budynku H=9,7 m, B=10,0 m, L=26,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej alfa = 35,0 st. -> wsp. aerodyn. C=0,325, beta=1,80) [0,131kN/m ²]	0,13	1,50	0,20
3.	Obciążenie wiatrem połaci zawietrznej dachu wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=170 m n.p.m. -> qk = 0,30kN/m ² , teren B, z=H=9,7 m, -> Ce=0,74, budowla zamknięta, wymiary budynku H=9,7 m, B=10,0 m, L=26,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej alfa = 35,0 st. -> wsp. aerodyn. C=-0,4, beta=1,80) [-0,161kN/m ²]	-0,16	1,50	-0,24

2.4 Obciążenia stałe dach.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blacha płaska na rąbek stojący grubości 0,55 mm [0,350kN/m ²]	0,02	1,20	0,02
2.	Deskowanie ażurowe gr.25mm [0,150kN/m ²]	0,15	1,30	0,19
3.	Kontrłaty 2,5x5cm [0,010kN/m ²]	0,01	1,30	0,01
4.	krokwie 8/18 co 90cm [0,110kN/m ²] uwzględniono w programie obliczeniowym	0,00	1,30	0,00
Σ:		0,18	1,29	0,23

2.5 Obciążenia leka zabudowa poddasza.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wełna mineralna w płytach miękkich grub. 20 cm [0,6kN/m ³ ·0,20m]	0,12	1,30	0,16
2.	płyty gk na r. stalowym [0,220kN/m ²]	0,22	1,30	0,29
Σ:		0,34	1,30	0,44

2.6.1 Obciążenia od ścianek działowych.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Ścianka działowa na profilach cw100 gr. 13cm System RIGIPS 3.40.03	0,30	1,20	0,36

2.6.2 Obciążenia zastępcze od śc. działowych.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą do 0,5 kN/m ²) wys. 3,50 m [0,330kN/m ²]	0,33	1,20	0,40

2.7 Obciążenia od warstw wyk stropu.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Deszczułki podłogowe (na lepiku) o grubości 16 mm [0,170kN/m ²]	0,17	1,30	0,22
2.	Warstwa cementowa grub. 4 cm [21,0kN/m ³ ·0,04m]	0,84	1,30	1,09
3.	Styropian grub. 4 cm [0,45kN/m ³ ·0,04m]	0,02	1,30	0,03
4.	Strop gr. 24cm uwzgl. w programie obliczeniowym	0,00	1,00	0,00
5.	Tynk cementowo wapienny grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	0,38

Σ: **1,32** 1,30 **1,72**

2.8 Obciążenie od stropu TECHNOBETON.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	Obc. obl. kN/m ²
1.	TECHNOBETON	3,60	1,20	4,32

2.9 Obciążenie od ściany zewnętrznej nadziemna.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Tynk cinkowarstwowy grub. 0,5 cm [21,0kN/m ³ ·0,005m]	0,10	1,30	0,13
2.	Styropian grub. 15 cm [0,45kN/m ³ ·0,15m]	0,07	1,30	0,09
3.	Warstwa kleju grub. 1 cm [21,0kN/m ³ ·0,01m]	0,21	1,30	0,27
4.	Mur z drobnych elementów z betonu komórkowego odmiany 06 grub. 24 cm [9,000kN/m ³ ·0,24m]	2,16	1,20	2,59
5.	Tynk wewnętrzny cementowo-wapienny grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	0,38
Σ:		2,83	1,22	3,46

2.10 Obciążenie od ściany wewnętrznej nadziemna.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Tynk obustronnie cementowo-wapienny grub. 3 cm [19,0kN/m ³ ·0,03m]	0,57	1,30	0,74
2.	Mur z drobnych elementów z betonu komórkowego odmiany 06 grub. 24 cm [9,000kN/m ³ ·0,24m]	2,16	1,20	2,59
Σ:		2,73	1,22	3,33

2.11 Obciążenie od ścian fundamentowych.

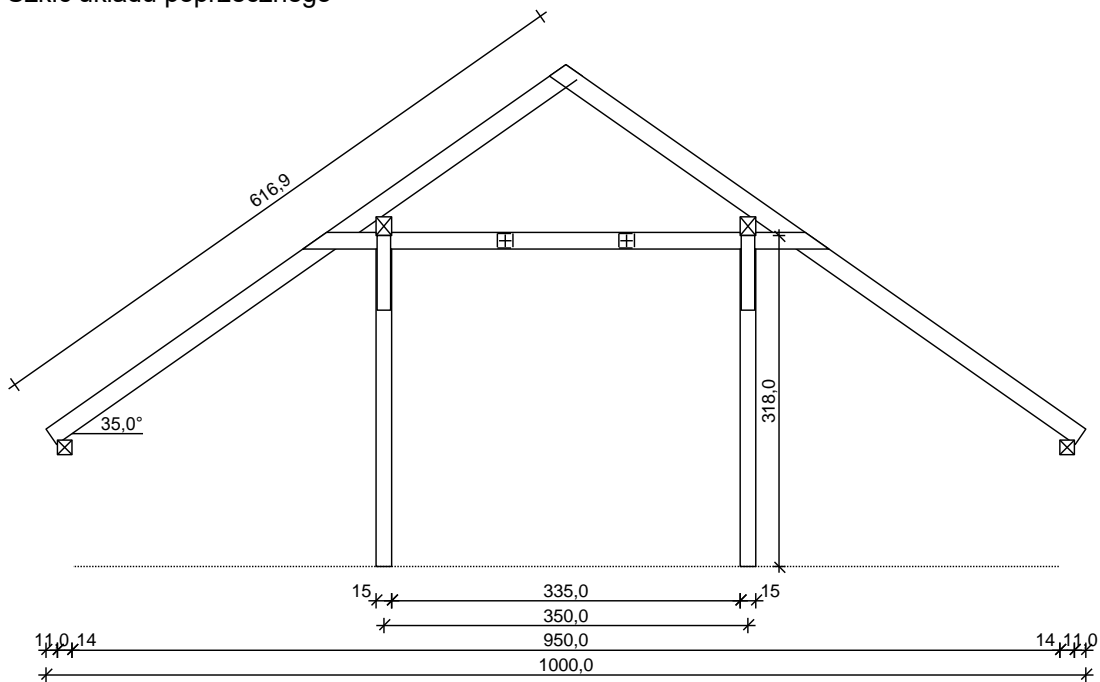
Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Poliuretan grub. 10 cm [0,45kN/m ³ ·0,10m]	0,05	1,30	0,07
2.	Izol. p. wilgociowa grub. 0,3 cm [11,0kN/m ³ ·0,003m]	0,03	1,30	0,04
3.	Mur z bloczków betonowych grub. 24 cm [22,000kN/m ³ ·0,24m]	5,28	1,20	6,34
Σ:		5,36	1,20	6,44

3. Obliczenia elementów konstrukcji.

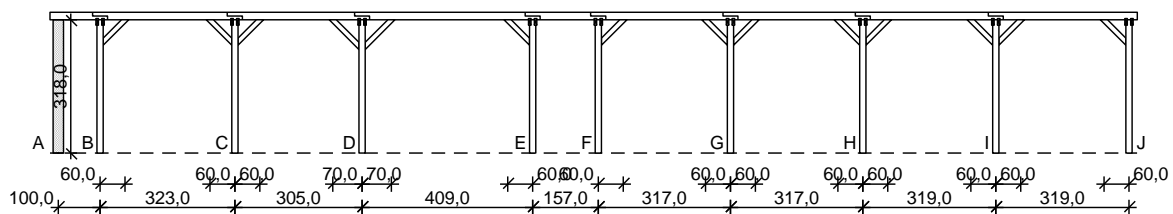
3.1 Wieżba dachowa.

DANE

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 35,0^\circ$

Rozpiętość wazara $l = 10,00$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 9,50$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 3,50$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = 0,50 m

Płatw pośrednia złożona z dziewięciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 1,00$ m
lewy koniec odcinka oparty na murze
prawy koniec odcinka oparty na słupie
- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,23$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,60$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,60$ m
- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,05$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,60$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,70$ m
- odcinek D - E o rozpiętości $l = 4,09$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,70$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,60$ m
- odcinek E - F o rozpiętości $l = 1,57$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie
prawy koniec odcinka oparty na słupie

- odcinek F - G o rozpiętości $l = 3,17$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,60$ m
 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,60$ m
 - odcinek G - H o rozpiętości $l = 3,17$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,60$ m
 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,60$ m
 - odcinek H - I o rozpiętości $l = 3,19$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,60$ m
 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,60$ m
 - odcinek I - J o rozpiętości $l = 3,19$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,60$ m
 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,60$ m
- Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 3,18$ m
 Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 2,50$ m
 Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 1,00$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/18cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatew 15/18 cm z drewna C24
- słup 15/15 cm z drewna C24
- kleszcze 2x 6/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 117 cm z drewna C24
- murłata 14/14 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

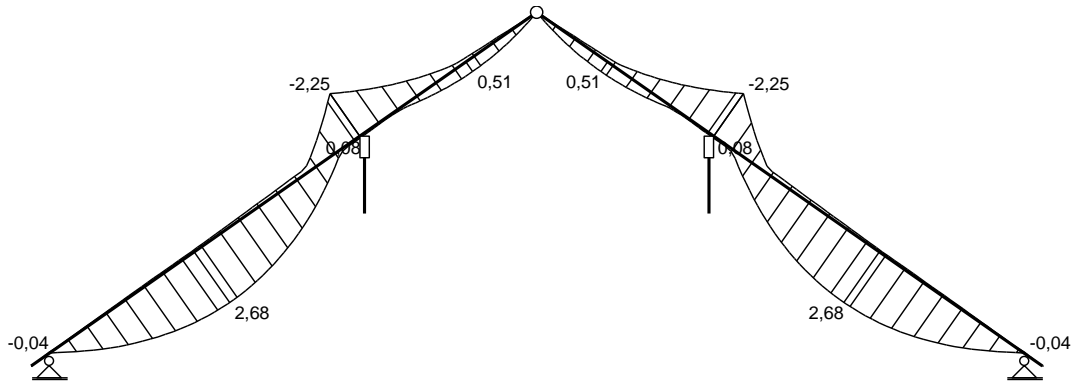
- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 $g_k = 0,180$ kN/m², $g_o = 0,216$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, A=170 m n.p.m., nachylenie połaci 35,0 st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,200$ kN/m², $s_{ol} = 1,800$ kN/m²
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,800$ kN/m², $s_{op} = 1,200$ kN/m²
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren B, wys. budynku z =9,7 m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,090$ kN/m², $p_{ol I} = -0,136$ kN/m²
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,131$ kN/m², $p_{ol II} = 0,196$ kN/m²
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,161$ kN/m², $p_{op} = -0,241$ kN/m²
- ocieplenie dolnego odcinka krokwi :
 $g_{kk} = 0,340$ kN/m², $g_{ok} = 0,408$ kN/m²
- dodatkowe obciążenie stałe płatwi $q_{kp} = 0,612$ kN/m, $q_{op} = 0,734$ kN/m
- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0$ kN, $F_o = 1,2$ kN

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboyczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

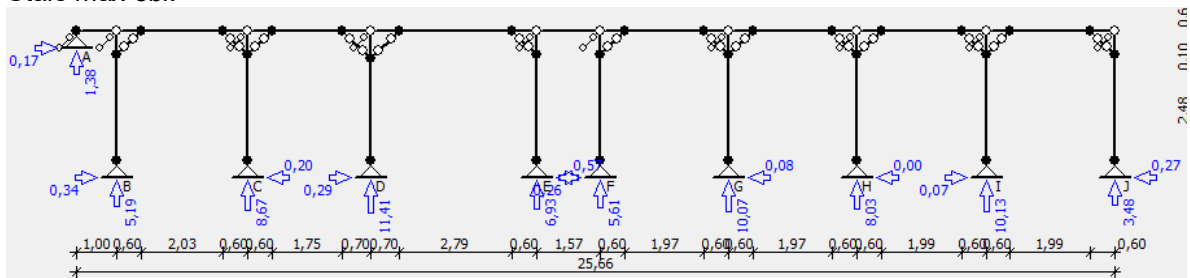
Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



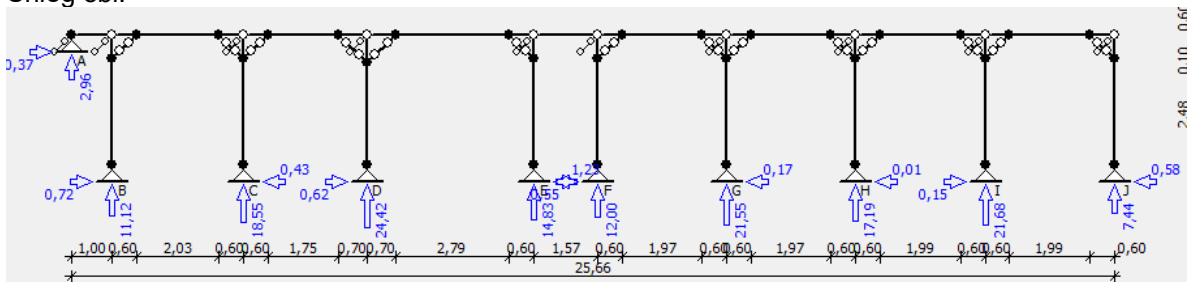
Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:

REAKCJE NA STROP.

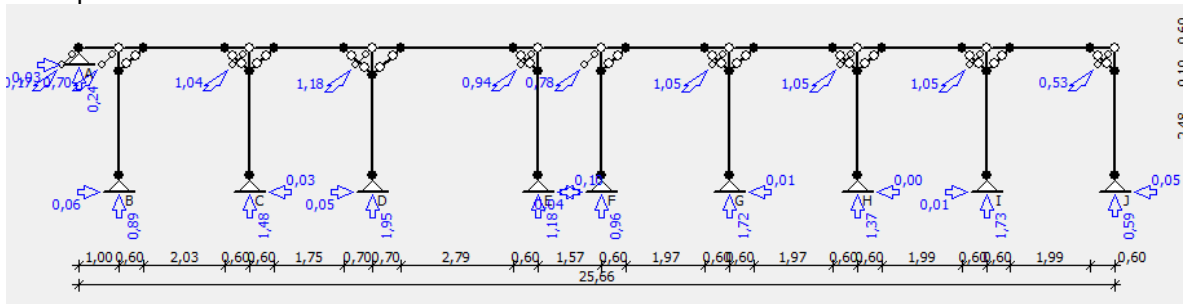
Stałe max obl.



Śnieg obl.



Wiatr parcie obl.



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

Krokiew 8/18 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 72,1 < 150$$

$$\lambda_z = 21,7 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90-wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 2,68 \text{ kNm}, \quad N = 4,71 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,20 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,550$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,466 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,295 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płaty)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -2,25 \text{ kNm}, \quad N = 2,31 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,51 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,508 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 11,56 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 5884 / 200 = 29,42 \text{ mm} \quad (39,3\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 1,90 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 220 / 200 = 2,20 \text{ mm} \quad (86,6\%)$$

Płatew 15/18 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 17,3 < 150$$

$$\lambda_z = 20,8 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 9,10 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,33 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek D - E)

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

$$N = 1,98 \text{ kN}$$

$$M_y = 7,49 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,61 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,25 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,669 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,499 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek D - E)

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

$$u_{fin} = 11,21 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 13,95 \text{ mm} \quad (80,4\%)$$

Słup 15/15 cm

Smukłość (słup B)

$$\lambda_y = 128,9 < 150$$

$$\lambda_z = 73,4 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup E)

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

$$M_y = 4,89 \text{ kNm}, \quad N = 22,83 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,68 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,193, \quad k_{c,z} = 0,534$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,996 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,735 < 1$$

Kleszcze 2x 6/16 cm o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 117 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 75,8 < 150$$

$$\lambda_z = 143,2 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 1,16 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,112 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 2,50 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3500 / 200 = 17,50 \text{ mm} \quad (14,3\%)$$

Murlata 14/14 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,36 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,84 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr

$$M_z = 0,56 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,074 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,36 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 0,84 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr-wariant II+0,90·śnieg

$$M_y = 2,04 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,34 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,47 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,338 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,263 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$U_{fin} = 1,66 \text{ mm} < U_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1000 / 200 = 10,00 \text{ mm} \quad (16,6\%)$$

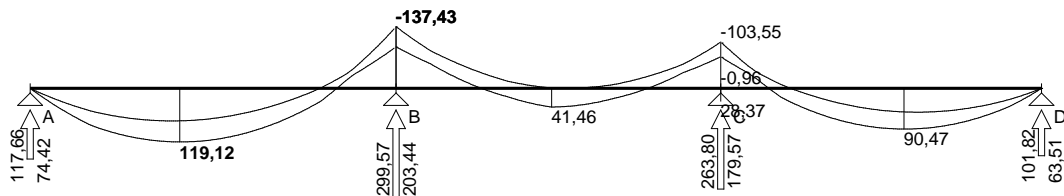
3.2 Podciągi żelbetowe.

3.2.1 Podciąg P-1

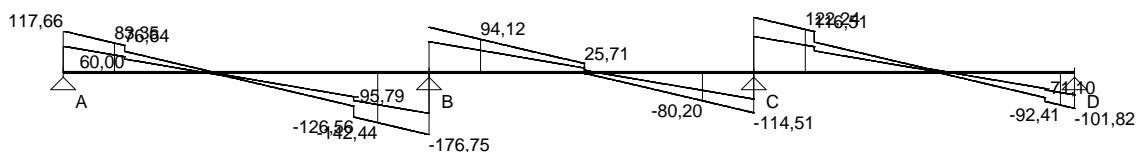
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 119,12 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 16$ o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 119,12 \text{ kNm} < M_{Rd} = 182,65 \text{ kNm} \quad (65,2\%)$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)142,44 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 80 mm na odcinku $120,0 \text{ cm}$ przy prawej podporze oraz co 200 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)142,44 \text{ kN} < V_{Rd3} = 149,89 \text{ kN} \quad (95,0\%)$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 93,41 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 81,44$ kNm
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,141$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (46,9%)
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,35$ mm < $a_{lim} = 5060/500 = 10,12$ mm (52,9%)
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 118,89$ kN
Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,144$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (47,9%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)137,43$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą **4φ16** o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)137,43$ kNm < $M_{Rd} = 175,23$ kNm (78,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)107,76$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)97,26$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,190$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (63,2%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 41,46$ kNm

Przyjęto indywidualnie dołem **4φ16** o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 41,46$ kNm < $M_{Rd} = 182,65$ kNm (22,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 94,12$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 110 mm** na odcinku 110,0 cm przy lewej podporze oraz co 200 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 94,12$ kN < $V_{Rd3} = 109,01$ kN (86,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 30,91$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 23,53$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,37$ mm < $a_{lim} = 4490/500 = 8,98$ mm (4,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 84,81$ kN

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,138$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (46,1%)

Podpora C:

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)103,55$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą **4φ16** o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)103,55$ kNm < $M_{Rd} = 175,23$ kNm (59,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)81,41$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)73,34$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,134$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (44,8%)

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój **e-e**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 90,47$ kNm

Przyjęto indywidualnie dołem **4φ16** o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 90,47$ kNm < $M_{Rd} = 182,65$ kNm (49,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 122,24$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 80 mm** na odcinku 104,0 cm przy podporach oraz co 200 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 122,24$ kN < $V_{Rd3} = 149,89$ kN (81,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 71,03$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 61,19$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,092$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (30,5%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,91$ mm < $a_{lim} = 4435/500 = 8,87$ mm (32,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 104,93$ kN

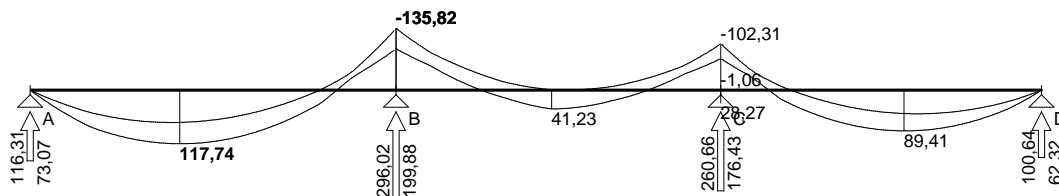
Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,078$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (25,9%)

3.2.2 Podciąg P-2

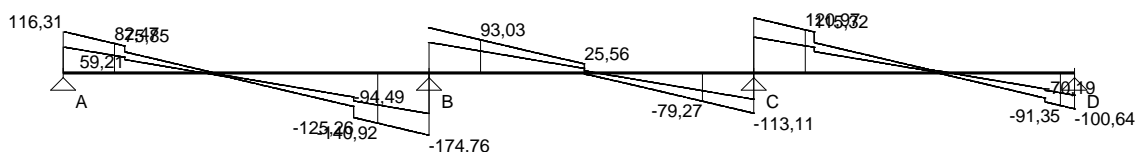
Podciąg P-2 WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 117,74$ kNm

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 16$ o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 117,74$ kNm $<$ $M_{Rd} = 180,94$ kNm (65,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)140,92$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 80 mm na odcinku 112,0 cm przy prawej podporze oraz co 200 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)140,92$ kN $<$ $V_{Rd3} = 149,89$ kN (94,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 92,15$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 80,19$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,142$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (47,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,54$ mm $<$ $a_{lim} = 5060/500 = 10,12$ mm (54,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 117,17$ kN

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,140$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (46,6%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)135,82$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą $4\phi 16$ o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)135,82$ kNm $<$ $M_{Rd} = 175,23$ kNm (77,5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)106,30$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)95,79$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,186$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (62,1%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 41,23$ kNm

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 16$ o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 41,23$ kNm $<$ $M_{Rd} = 180,94$ kNm (22,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 93,03$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 110 mm na odcinku 110,0 cm przy lewej podporze oraz co 200 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 93,03 \text{ kN} < V_{Rd3} = 109,01 \text{ kN}$ (85,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 30,70 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,It} = 23,32 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,It}$: $a(M_{Sk,It}) = (-)0,40 \text{ mm} < a_{lim} = 4490/500 = 8,98 \text{ mm}$ (4,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,It} = 83,47 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,134 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (44,7%)

Podpora C:

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)102,31 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą $4\phi 16$ o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)102,31 \text{ kNm} < M_{Rd} = 175,23 \text{ kNm}$ (58,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)80,29 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,It} = (-)72,21 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,132 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (43,9%)

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój **e-e**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 89,41 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 16$ o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 89,41 \text{ kNm} < M_{Rd} = 180,94 \text{ kNm}$ (49,4%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 120,97 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 80 mm na odcinku $104,0 \text{ cm}$ przy podporach oraz co 200 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 120,97 \text{ kN} < V_{Rd3} = 149,89 \text{ kN}$ (80,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 70,07 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,It} = 60,22 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,093 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (31,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,It}$: $a(M_{Sk,It}) = 3,04 \text{ mm} < a_{lim} = 4435/500 = 8,87 \text{ mm}$ (34,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,It} = 103,43 \text{ kN}$

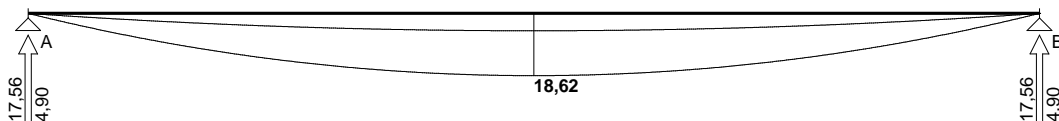
Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,105 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (35,0%)

3.2.3 Nadproże NŻ-1.1

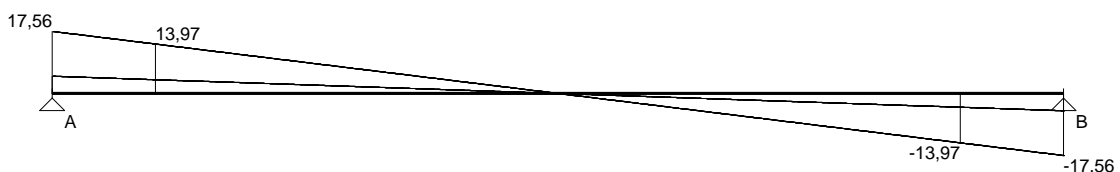
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwódca sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 18,62 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,45\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 18,62 \text{ kNm} < M_{Rd} = 40,87 \text{ kNm}$ (45,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)13,97 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi $\phi 6$ co 100 mm na odcinku $70,0 \text{ cm}$ przy podporach

oraz co 200 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)13,97 \text{ kN} < V_{Rd1} = 39,71 \text{ kN}$ (35,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 15,26 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 15,26 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,121 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (40,3%)

Maksymalne ugięcie od M_{Sk} : $a(M_{Sk}) = 6,44 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (30,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 13,58 \text{ kN}$

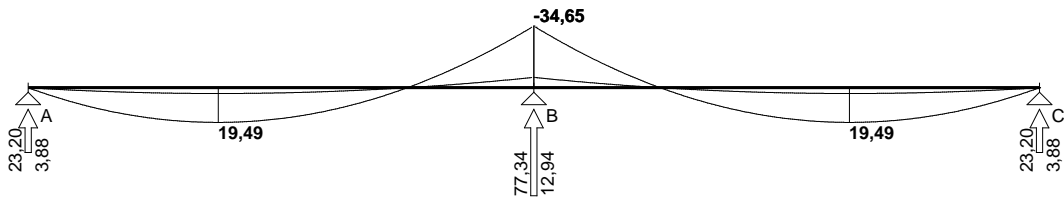
Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

3.2.4 Nadproże NŻ-1.2

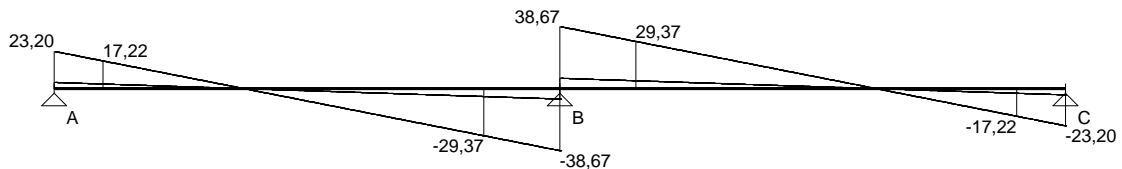
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 19,49 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 19,49 \text{ kNm} < M_{Rd} = 52,83 \text{ kNm}$ (36,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)29,37 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi $\phi 6$ co 100 mm na odcinku $70,0 \text{ cm}$ przy podporach

oraz co 200 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)29,37 \text{ kN} < V_{Rd1} = 37,98 \text{ kN}$ (77,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 15,97 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 15,97 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,083 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (27,6%)

Maksymalne ugięcie od M_{Sk} : $a(M_{Sk}) = 4,68 \text{ mm} < a_{lim} = 4480/200 = 22,40 \text{ mm}$ (20,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 27,62 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora B:Zginanie: (przekrój **b-b**)Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)34,65 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,83 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,45\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)34,65 \text{ kNm} < M_{Rd} = 40,87 \text{ kNm}$ (84,8%)SGU:Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)28,40 \text{ kNm}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)28,40 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,278 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (92,7%)**Przęsło B - C:**Zginanie: (przekrój **c-c**)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 19,49 \text{ kNm}$ Przyjęto indywidualnie dołem **4φ12** o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,60\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 19,49 \text{ kNm} < M_{Rd} = 52,83 \text{ kNm}$ (36,9%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 29,37 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi **φ6 co 100 mm** na odcinku 70,0 cm przy podporach

oraz co 200 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 29,37 \text{ kN} < V_{Rd1} = 37,98 \text{ kN}$ (77,3%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 15,97 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 15,97 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,083 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (27,6%)Maksymalne ugięcie od M_{Sk} : $a(M_{Sk}) = 4,68 \text{ mm} < a_{lim} = 4480/200 = 22,40 \text{ mm}$ (20,9%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 27,62 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

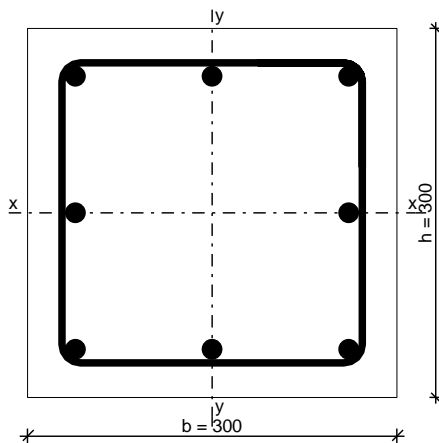
3.3 Słupy i trzpienie.

3.3.1 SŁUP SZ-1

OBCIĄŻENIA SŁUPA						
	typ wykresu	N_{Sd} [kN]	$N_{Sd,lt}$ [kN]	$M_{1Sd,x}$ [kNm]	$M_{3Sd,x}$ [kNm]	$M_{2Sd,x}$ [kNm]
1	prostoliniowy	300,00	300,00	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 12,72$ kN

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie niesymetryczne wzdłuż boków "b":

Przyjęto przez użytkownika górą $3\phi 16$ o $A_{2s} = 6,03$ cm²

Przyjęto przez użytkownika dołem $3\phi 16$ o $A_{s1} = 6,03$ cm²

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Przyjęto przez użytkownika po $3\phi 16$ o $A_s = 6,03$ cm²

Łącznie przyjęto $8\phi 16$ o $A_s = 16,08$ cm² ($\rho = 1,79\%$)

Warunek nośności:

- dla $N_d = 306,36$ kN : $M_{d,x} = 3,38$ kNm $<$ $M_{Rd,x,odp,max} = 95,20$ kNm

- dla $M_{d,x} = 3,13$ kNm : $N_d = 312,72$ kN $<$ $N_{Rd,odp,max} = 1833,42$ kN

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 200 mm (rozstaw przyjęty przez użytkownika)

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 100 mm (rozstaw przyjęty przez użytkownika)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (0,0%)

Uwaga:

Dodatkowo należy przeanalizować wpływ ścinania oraz przemieszczenie słupa

3.4 Schody.

3.4.1 SCH-1.

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

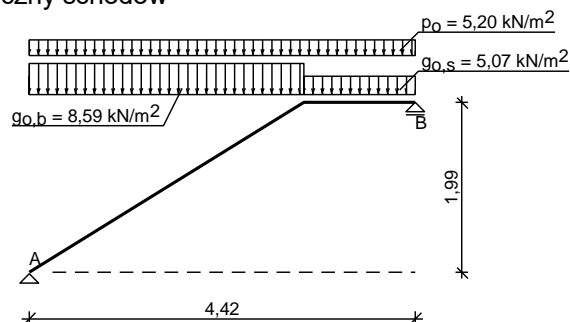
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm 0,38·(1+17,3/27,0)		0,53	1,30	0,68
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.16 cm + schody 17,3/27		6,92	1,10	7,61
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1 cm		0,23	1,30	0,29
Σ :			7,67	1,12	8,59

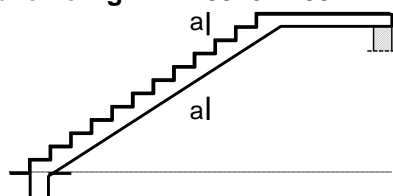
Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm		0,32	1,30	0,42
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.16 cm		4,00	1,10	4,40
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1 cm		0,19	1,30	0,25
Σ :			4,51	1,12	5,06

Schemat statyczny schodów



Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002



Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 32,16$ kNm/mb

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,16$ cm²/mb. Przyjęto $\phi 12$ co 8,0 cm o $A_s = 14,14$ cm²/mb ($\rho = 1,06\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 32,16$ kNm/mb < $M_{Rd} = 66,34$ kNm/mb (48,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 28,68$ kN/mb

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 28,68$ kN/mb < $V_{Rd1} = 62,87$ kN/mb (45,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 27,22$ kNm/mb

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,it} = 21,16$ kNm/mb

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,078$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (26,1%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,it}$: $a(M_{Sk,it}) = 20,55$ mm < $a_{lim} = 4420/200 = 22,10$ mm (93,0%)

3.4.2 SCH-2.

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

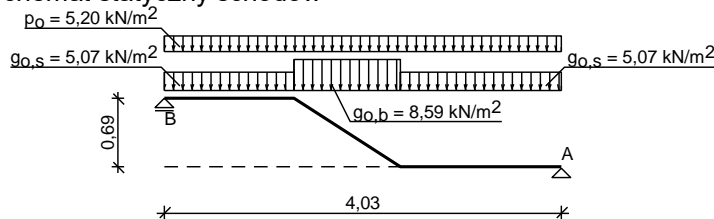
Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm	0,32	1,30	0,42
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.16 cm	4,00	1,10	4,40
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1 cm	0,19	1,30	0,25
Σ :		4,51	1,12	5,06

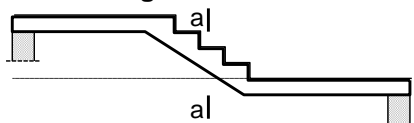
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm 0,38·(1+17,3/27,0)	0,53	1,30	0,68
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.16 cm + schody 17,3/27	6,91	1,10	7,60
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1 cm	0,23	1,30	0,29
Σ :		7,66	1,12	8,58

Schemat statyczny schodów



Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002



Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 24,11$ kNm/mb

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,52$ cm²/mb. Przyjęto $\phi 12$ co 12,0 cm o $A_s = 9,42$ cm²/mb ($\rho = 0,70\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 24,11$ kNm/mb $<$ $M_{Rd} = 47,17$ kNm/mb (51,1%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 21,91$ kN/mb

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 21,91$ kN/mb $<$ $V_{Rd1} = 60,67$ kN/mb (36,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 20,41$ kNm/mb

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 15,86$ kNm/mb

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,096$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (31,8%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 15,49$ mm $<$ $a_{lim} = 4030/200 = 20,15$ mm (76,9%)

3.4.3 SCH-3.

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.o bl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

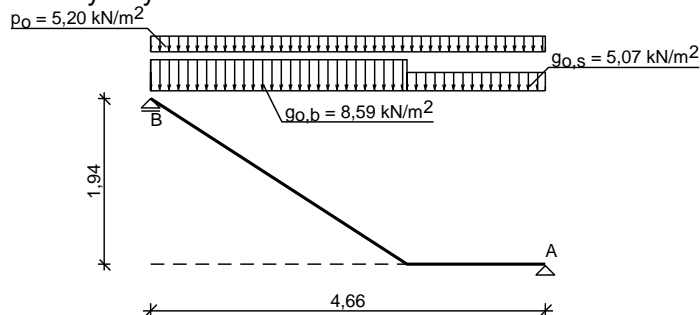
Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm	0,32	1,30	0,42
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.16 cm	4,00	1,10	4,40
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³]) grub.1 cm	0,19	1,30	0,25
Σ :		4,51	1,12	5,06

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm 0,38·(1+17,3/27,0)	0,53	1,30	0,68
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.16 cm + schody 17,3/27	6,92	1,10	7,61
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³]) grub.1 cm	0,23	1,30	0,29
Σ :		7,67	1,12	8,59

Schemat statyczny schodów

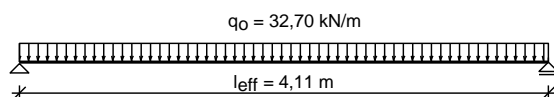


Belka BSP-1

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

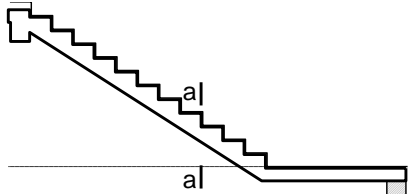
Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	26,34	1,18	0,78	31,12	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,40	1,10	--	2,64	cała belka
Σ :		28,74	1,17		33,76	

Schemat statyczny belki



WYNIKI - PŁYTA

Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002



Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 35,11 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,78 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 6,0 \text{ cm}$ o $A_s = 18,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,41\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 35,11 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 82,58 \text{ kNm/mb}$ (42,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 30,01 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 30,01 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 65,07 \text{ kN/mb}$ (46,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 29,72 \text{ kNm/mb}$

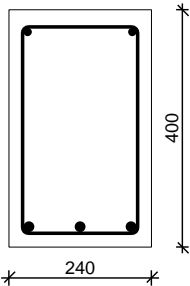
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,it} = 23,10 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,060 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (19,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,it}$: $a(M_{Sk,it}) = 21,50 \text{ mm} < a_{lim} = 4660/200 = 23,30 \text{ mm}$ (92,3%)

WYNIKI - BELKA BSP-1:

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Klasa betonu: **B25**

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500**) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$)

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**)

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 40,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 69,05 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,93 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,69\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 69,05 \text{ kNm} < M_{Rd} = 82,69 \text{ kNm}$ (83,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 63,28 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6 \text{ co max. } 110 \text{ mm}$ na odcinku 77,0 cm przy podporach oraz co max. 270 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 63,28 \text{ kN} < V_{Rd3} = 64,35 \text{ kN}$ (98,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 58,55 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,it} = 45,76 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,197 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (65,8%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,it}$: $a(M_{Sk,it}) = 10,45 \text{ mm} < a_{lim} = 4110/200 = 20,55 \text{ mm}$ (50,9%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,it} = 41,93 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,099 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (33,1%)

3.5 Fundamenty.

3.5.1 STOPA SF1.

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
długotrwałe	300,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

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 $Q_{fN} = 1819,8 \text{ kN}$

$N_r = 360,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 1819,8 \text{ kN} = 1474,0 \text{ kN} \text{ (24,4\%)}$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 147,0 \text{ kN}$

$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 147,0 \text{ kN} = 105,8 \text{ kN} \text{ (0,0\%)}$

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Naprężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 160,0 \text{ kPa}$

$\sigma_{\max} = 160,0 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 190,0 \text{ kPa} \text{ (84,2\%)}$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00 \text{ kNm}$, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 259,99 \text{ kNm}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 260,0 \text{ kNm} = 187,2 \text{ kNm} \text{ (0,0\%)}$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,33 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,06 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,39 \text{ cm}$

$s = 0,39 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm} \text{ (38,9\%)}$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 0,33 \text{ m}^2$

Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 52,7 \text{ kN}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 182,7 \text{ kN}$

$N_{Sd} = 52,7 \text{ kN} < N_{Rd} = 182,7 \text{ kN} \text{ (28,8\%)}$

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,97 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **8 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,97 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **8 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$