

JEDNOSTKA

EGZ. NR

PROJEKT TECHNICZNY

NAZWA ELEMENTU PROJEKTU BUDOWLANEGO	PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI	
NAZWA INWESTYCJI	Rozbudowa i nadbudowa budynku biblioteki publicznej wraz z zagospodarowaniem terenu wokół elementami małej architektury	
ADRES	63-800 Gostyń, ul. Wrocławska 257	
JEDN. EWIDENCYJNA	Poznań obręb 0001 Gostyń, dz. nr 2138/4 gmina Gostyń - miasto, powiat gostyński	
KATEGORIA OBIEKTU	IX	
INWESTOR	Biblioteka Publiczna Miasta i Gminy w Gostyniu Ul. Wrocławska 257, 63-800 Gostyń	
JEDNOSTKA PROJEKTOWA	JEDNOSTKA Ewa Juskowiak ul. Daleka 15/5 60-124 Poznań, tel. 604 203 295	
	OPRACOWANIE BRANŻOWE – PROJEKTY TECHNICZNE	PODPIS I PIECZĘĆ
	KONSTRUKCJE	
	Główny projektant: mgr inż. Artur Sokołowski nr upr. 72/PW/91 - do projektowania w specjalności konstrukcyjnej Sprawdzający: mgr inż. Jarosław Milewski nr upr. WKP/0232/PWOK/08 - do projektowania w specjalności konstrukcyjnej	
DATA MARZEC 2022r.		

DATA MARZEC.2022r.

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTÓW I SPRAWDZAJĄCYCH

Zgodnie z art. art. 34 ust. 3d. pkt 3) ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo Budowlane (Dz. U. 2020.poz 1333 z późniejszymi zmianami) oświadczamy, że

PROJEKT TECHNICZNY DO PROJEKTU ARCHITEKTONICZNO-BUDOWLANEGO DO PROJEKTU ROZBUDOWY I NADBUDOWY BUDYNKU BIBLIOTEKI PUBLICZNEJ WRAZ Z ZAGOSPODAROWANIEM TERENU WOKÓŁ ELEMENTAMI MAŁEJ ARCHITEKTURY

GOSTYŃ, ul. Wrocławska 257

obr. 0001 Gostyń, 300402_4 Gostyń,
gmina Gostyń – miasto, powiat gostyński
dz. nr 2138/4

został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

OPRACOWANIE BRANŻOWE – PROJEKT TECHNICZNY		PODPIS I PIECZĘĆ
KONSTRUKCJE		
<p>Główny projektant: mgr inż. Artur Sokołowski nr upr. 72/PW/91 - do projektowania w specjalności konstrukcyjnej</p> <p>Sprawdzający: mgr inż. Jarosław Milewski nr upr. WKP/0232/PWOK/08 - do projektowania w specjalności konstrukcyjnej</p>		

DATA MARZEC.2022r.

Zawartość opracowania

- I. DOKUMENTY FORMALNE
- II. OPIS TECHNICZNY

Spis treści

1.	Przedmiot opracowania.	9
2.	Podstawa opracowania.	9
3.	Ogólny opis stanu istniejącego i projektowanej rozbudowy z przebudową istniejących obiektów.	9
4.	Ocena stanu konstrukcji istniejącej	9
5.	Warunki gruntowo wodne i warunki posadowienia.	10
6.	Obciążenia.	10
7.	Opis zaprojektowanych rozwiązań konstrukcyjno materiałowych.	11
7.1.	Przebudowa i nadbudowa konstrukcji w budynku biblioteki.	11
7.1.1.	Budowa szybu windowego.	11
7.1.2.	Wymiana stropu nad I piętrem w obszarze osi 5-6 i H-J	12
7.1.3.	Wymiana stropu nad I piętrem w obszarze osi 6-7/G-L.	13
7.1.4.	Nadbudowa II piętra w obszarze osi 5-6/H-K	14
7.1.5.	Wykonanie otworu w istniejącym stropie nad I piętrem przy osi 5/F	14
7.1.6.	Fundamenty pod schody zewnętrzne	14
7.1.7.	Konstrukcja pochylni	15
7.1.8.	Konstrukcja ścian pożarowych S1 i S2	15
8.	Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej.	15
9.	Zabezpieczenie przeciwpożarowe konstrukcji.	15
10.	Postanowienia końcowe	16

III. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE I WYNIKI

IV. KOMPLET RYSUNKÓW

Rys. nr	Treść
K1	Rzut fundamentów
K2	Schemat konstrukcji parteru
K3	Schemat konstrukcji I piętra
K4	Schemat konstrukcji II piętra
Kz1	Konstrukcja żelbetowa fundamentów pochylni
Kz2	Konstrukcja podciągów i nadproży parteru i I piętra
Kz3	Konstrukcja podciągów i słupów II piętra
Kz4	Konstrukcja wieńców
Kz5	Konstrukcja szybu windy poz.4.
Kz6	Konstrukcja ściany S1
Kz7	Konstrukcja ściany S2
Ks1	Konstrukcja stalowa dachu nad II piętrem
Ks2	Konstrukcja stalowa pochylni
Ks3	Konstrukcja stalowa Poz.2.2.1

I. DOKUMENTY FORMALNE

URZĄD WOJEWÓDZKI

POZNAN

Br 72/PW/91



Poznan, 1991-03-05

DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO
do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych
w budownictwie

Na podstawie par.4 ust.2, par.6 ust.3, par.7 i par.13 ust.1
pkt 2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony
Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji
technicznych w budownictwie (Dz.U.Nr 8,poz.46) stwierdza się, że:

Pan Artur SOKOŁOWSKI
magister inżynier budownictwa

urodzony dnia 25 września 1958 r. w Strzelinie posiada przygotowanie
zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnych funkcji

projektanta

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
w zakresie konstrukcji budowlanych

Pan Artur SOKOŁOWSKI

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 - do kierowania, nadzoru i kontroli budowy, kierowania i kontroli wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.

BN/



Z p. WOJEWODY
mgr inż. Józef Górecki
Zastępca Dyrektora Wydziału
Gospodarki Przestrzennej



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

WKP-VT6-7WV-S15 *

Pan Artur Sokołowski o numerze ewidencyjnym WKP/BO/4637/01

adres zamieszkania ul. Bieszczady 6, 60-416 Poznań

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2022-02-01 do 2023-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2021-12-22 roku przez:

Jerzy Stroński, Przewodniczący Rady Wielkopolskiej 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.





WIELKOPOLSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

sygn. akt WOIB-OKK-KP-KW-0054-0055-237/2008

Poznań, dnia 10 grudnia 2008 r.

DECYZJA

Na podstawie 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.) i art. 12 ust. 1 pkt 1-5, art. 12 ust. 3 i 4, art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2, oraz ust. 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.) oraz § 17 ust. 1 pkt 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.)

decyzją Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej WOIB
otrzymuje

Pan
Jarosław Adam Milewski

magister inżynier
kierunek: Budownictwo
urodzony dnia 07 lutego 1979 r. w Aleksandrowie Kujawskim

UPRAWNIENIA BUDOWLANE nr ewidencyjny WKP/0232/PWOK/08

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

UZASADNIENIE

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

Pouczenie

1. Podstawą do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru 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 Wielkopolskiej Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Poznaniu w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Skład orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Przewodniczący – dr inż. Daniel Pawlicki:

Członek Komisji – dr inż. Andrzej Barczyński:

Członek Komisji – mgr inż. Szczepan Mikurenda:

Na podstawie art.12 ust.1 pkt 1,2,3,4 i 5 oraz art. 13 ust.3 i 4 ustawy Prawo budowlane Pan Jarosław Adam Milewski jest upoważniony w specjalności konstrukcyjno-budowlanej do:

- projektowania, sprawdzania projektów budowlanych w specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami i sprawowania nadzoru autorskiego,
- kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
- kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

bez ograniczeń.

Zgodnie z § 17 ust.1 pkt 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie niniejsze uprawnienia upoważniają do sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu oraz kierowania robotami budowlanymi w odniesieniu do konstrukcji obiektu i do architektury obiektu.

Na podstawie § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, uprawnienia budowlane do projektowania w odpowiedniej specjalności uprawniają do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie danej specjalności.

Niniejsze uprawnienia nie obejmują obiektów i robót budowlanych wyszczególnionych w § 18, § 19, § 20, § 21 i § 22 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r.

PRZEWODNICZĄCY
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa


dr inż. Dantel Pawliński

Otrzymują:

1. Pan Jarosław Adam Milewski
87-700 Aleksandrów Kujawski, Stara Wieś 7
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

WKP-BJ9-Y8T-RFQ *

Pan Jarosław Adam Milewski o numerze ewidencyjnym WKP/BO/0075/09
adres zamieszkania Stara Wieś 7, 87-700 Aleksandrów Kujawski
jest członkiem Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2022-04-01 do 2023-03-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2022-04-04 roku przez:

Jerzy Stronicki, Przewodniczący Rady Wielkopolskiej 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.pib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



II. OPIS TECHNICZNY

1. Przedmiot opracowania.

Opracowanie stanowi projekt techniczny konstrukcji rozbudowy i nadbudowy biblioteki publicznej wraz z zagospodarowaniem terenu zlokalizowanej przy ul. Wrocławskiej 257 w Gostyniu.

Opracowanie, wraz z projektem architektonicznym oraz projektami branżowymi stanowi podstawę dla realizacji inwestycji w zakresie konstrukcji.

2. Podstawa opracowania.

- Projekt architektoniczno-budowlany
- Projekty wykonawcze branżowe
- Inwentaryzacja budowlana budynku
- Ekspertyza budowlana stropodachu biblioteki publicznej miasta i gminy w Gostyniu przy ul. Wrocławskiej nr 257, 63-800 Gostyń opracowana przez Usługi Projektowe DAGBUD Dariusz Gendera ul. Mieszka I 3/41 z dnia 06.07.2021r.,
- Opinia geotechniczna Gostyń, ul. Wrocławska 257 -Rozbudowa i nadbudowa Budynku Biblioteki Publicznej opracowana przez firmę Projektowanie Geologiczno-Inżynierskie Zdzisław Zielonacki z grudnia 2021r.
- Opinia geotechniczna pod budowę szybu windy w budynku biblioteki publicznej miasta i gminy Gostyń opracowana przez Pracownię Dokumentacji Hydrogeologicznych Piotr Wołczyr, Dąbcze, ul. Jarzębinowa 1, 64-130 Rydzyna z marca 2022r.
- Uzgodnienia techniczno –materiałowe
- Uzgodnienia międzybranżowe
- Normy przedmiotowe
- wizja lokalna w istniejącym budynku oraz odkrywki fundamentowe.

3. Ogólny opis stanu istniejącego i projektowanej rozbudowy z przebudową istniejących obiektów.

Na terenie planowanej inwestycji znajduje się obecnie budynek, który powstał na skutek rozbudowy i nadbudowy parterowego obiektu wybudowanego w 1947r. Obecną formę nadano mu w trakcie rozbudowy w okresie 1968-1972r., oraz przebudowy i remontu w latach 1989-1990r. a także remontu elewacji przeprowadzonego w 2006r. Przedmiotowy budynek jest obiektem wolnostojącym, posadowionym bezpośrednio na gruncie. Konstrukcja składa się z dwóch odrębnych części.

Część wschodnia dwukondygnacyjna powstała poprzez nadbudowę budynku parterowego w latach 1968-1972, posadowiona na ławach kamiennych, ściany murowane z cegły pełnej, nad parterem strop Ackermana oparty na poprzecznych ścianach zewnętrznych i dwóch wewnętrznych podciągach dwuprzęsłowych. Podciągi oparto na pilastrach murowanych w ścianach zewnętrznych i słupach wewnętrznych, będących pośrednimi podporami dwuprzęsłowych belek żelbetowych. Słupy zamocowano w stopach fundamentowych. Stropodach nad piętrem - typu Ackermana oparty na poprzecznych ścianach zewnętrznych i dwóch podciągach jednoprzęsłowych podpartych pilastrami murowanych w ścianach zewnętrznych.

Część zachodnia czterokondygnacyjna, podpiwniczona powstała w trakcie rozbudowy w latach 1968-1972r. oraz podczas przebudowy i remontów w późniejszych latach. Stropy oraz stropodach o konstrukcji gęsto-żebrowej typu Ackermana oparte na ścianach nośnych i żelbetowych podciągach podpartych słupami żelbetowymi. Nadproża z belek DMS oraz belek nadprożowych prefabrykowanych L-22. Ściany murowane z elementów drobnowymiarowych, tynkowane. Część zachodnia posadowiona została na ławach i stopach żelbetowych.

Obie części połączono łącznikiem dwukondygnacyjnym stanowiącym część komunikacyjną z klatką schodową.

4. Ocena stanu konstrukcji istniejącej

Część wschodnia dwukondygnacyjna posadowiona stabilnie, nie zaobserwowano spękań spowodowanych osiadaniem budynku. Strop nad parterem oraz podciągi dwuprzęsłowe bez nadmiernych ugięć. Strop nad piętrem i podciągi z widocznym nadmiernym ugięciem, zarysowań

brak. Konstrukcja w stanie dobrym. Z uwagi na nadmierne ugięcie podciągów oraz projektowaną budowę tarasu powyżej stropu nad I piętrzem części wschodniej zdecydowano się na wymianę stropu oraz podciągów żelbetonowych.

Część zachodnia czterokondygnacyjna posadowiona stabilnie, nie zaobserwowano spękań spowodowanych osiadaniem fundamentów. Stropy i podciągi w stanie dobrym.

Łącznik dwukondygnacyjny w stanie dobrym, stropy bez nadmiernych ugięć. Z uwagi na nadbudowę i zbyt niską nośność istniejącego stropu zdecydowano się na zaprojektowanie nowego stropu w obszarze poza projektowanym szybem windy.

5. Warunki gruntowo wodne i warunki posadowienia.

Poszczególne części budynku posadowiono na różnych poziomach. Budowę geologiczną rozpoznano wierceniami do głębokości 4,0 m. Stwierdzono występowanie w podłożu utworów czwartorzędowych reprezentowanych przez:

- holocenijskie utwory antropogeniczne - nasypy,
- holocenijskie utwory akumulacji rzecznej - piaski, dominujące w podłożu i nie przewiercone do wykonanej głębokości wiercenia.

Od powierzchni terenu występuje nasyp niekontrolowany zbudowany z piasków drobnych próchnicznych, piasków drobnych i domieszki gruzu ceglanego, betonu, żwiru i żużla. Miąższość nasypu wynosi 1,7 - 1,8 m. Wśród gruntów rodzimych zalegających w podłożu wydzielono jedną grupę geotechniczną do której zaliczono grunty mineralne, niespoiste, piaski drobne, średnio zagęszczone o uogólnionym stopniu zagęszczenia $ID=0,50$.

Istniejące fundamenty posadowiono na podłożu zbudowanym z gruntów rodzimych. Są nimi piaski drobne w stanie średnio zagęszczonym. Wody gruntowej nie nawiercono.

W związku z projektowaną przebudową nie będą wykonywane żadne prace fundamentowe w obrębie istniejącego budynku oprócz płyty fundamentowej dennej szybu windy wewnętrznej. Będzie on zlokalizowany w sąsiedztwie istniejącej klatki schodowej.

W miejscu lokalizacji szybu wykonano 1 odwiert badawczy. Rozpoznano w nim jedynie stropową partię utworów czwartorzędowych. Pod posadzką parteru w łączniku zalega nasyp budowlany składający się z piasku średniego (do głębokości 1,5 m). Pokrywa on warstwę nasypu niekontrolowanego, którego spąg zarejestrowano na głębokości 2,9 m. Nasyp składa się z mieszaniny gruzu, piasku, gleby, betonu i papy. Dopiero na głębokości 2,9 m pod posadzką łącznika nawiercono grunty rodzime reprezentowane przez piaski drobne, przewiercone do głębokości 3,6 m. Stwierdzono, że występujące w podłożu piaski są średniozagęszczone o stopniu zagęszczenia $I_D=0,45$. Projektowana głębokość podszybia będzie znacznie mniejsza niż głębokość zalegania gruntów rodzimych, wobec czego konieczne jest wykonanie rozwiązania technicznego przekazania nacisków z szybu na głębsze, rodzime podłoże gruntowe.

W odkrywcę fundamentów pod wschodnią ścianą dwukondygnacyjnej części budynku stwierdzono występowanie pod ścianą murowaną ławy kamiennej o grubości równej grubości podziemnej części ściany murowanej, posadowionej w obrębie warstwy piasków drobnych.

6. Obciążenia.

Istniejące i projektowane obciążenia stałe i zmienne wyznaczono na podstawie poniższego zestawu norm:

- PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
Przyjęte obciążenia użytkowe:
 - powierzchnia kategorii C3 (powierzchnie bez przeszkód utrudniających poruszanie się ludzi)
 - $3,000\text{kN/m}^2$ - dotyczy tarasu i stropu nadbudowy nad łącznikiem.
- PN-EN 1991-1-2:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem. 1 strefa obciążenia, warunki normalne
- Oddziaływania technologiczne projektowanej windy – wg Specyfikacji technicznej dostawcy urządzenia – OTIS wraz z załączonym rysunkiem technologicznym urządzenia
- PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru. 1 strefa obciążenia, teren kategorii III

7. Opis zaprojektowanych rozwiązań konstrukcyjno materiałowych

Podstawowe materiały konstrukcyjne.

- betony – konstrukcyjny C20/25, chudy beton C8/10,
- stal zbrojeniowa - charakterystyczna granica plastyczności $f_{yk} = 500$ MPa, klasa ciągliwości B lub C, dla prętów $\varnothing 6$ – klasa ciągliwości A
- elementy murowe – bloczki z betonu komórkowego odmiany „600”, bloczki z betonu C12/15
- elementy murowe windy – bloczki wapienno -piaskowe typu Silka kl. 15MPa, bloczki z betonu C12/15).
- elementy murowe ścian w granicy działki – bloczki ceramiczne poryzowane kl. 15MPa,
- stal konstrukcyjna S235JR,
- dachowa blacha trapezowa TRB-50

7.1. Przebudowa i nadbudowa konstrukcji w budynku biblioteki.

7.1.1. Budowa szybu windowego

W obrębie łącznika pełniącego funkcję pomieszczeń komunikacji ogólnej zaprojektowano szyb windy zlokalizowany w sąsiedztwie istniejących schodów z parteru na I piętro. Z uwagi na obecność poniżej posadzki parteru nasypów niebudowlanych w miejscu usytuowania windy oraz sąsiedztwo fundamentów budynku i schodów konstrukcję szybu posadowiono na studniach zapuszczonych do głębokości stropu gruntów rodzimych tj. 2,9 m poniżej poziomu posadzki w łączniku. W celu zabezpieczenia konstrukcji schodów przed ewentualnym uszkodzeniem podczas robót ziemnych i fundamentowania podszybia wskazane jest wykonanie tymczasowego podparcia istniejących schodów.

Zaprojektowano posadowienie płyty dennej podszybia na studniach z kręgów betonowych : D1200 szt.2 i D1400 szt.1. Każdą ze studni należy zapuszczać osobno, wybierając grunt z wnętrza studni i dokładając kolejne kręgi betonowe aż do osiągnięcia poziomu gruntu rodzimego, to jest piasku drobnego w stanie średnio zagęszczonym. Dno każdej ze studni należy za zbroić i zabetonować wykonując korek dennej. Następnie umieścić w studni kosz zbrojenia pionowego i wypełnić betonem wnętrza studni. Poszczególne studnie wykonywać kolejno. Nie należy zapuszczać studni równocześnie z uwagi na bliskie sąsiedztwo istniejących fundamentów budynku i możliwość rozluźnienia gruntu pod płycej posadowionymi fundamentami..

Zbrojenie pionowe studni zakotwić w żelbetowej płycie dennej podszybia, która będzie podparta studniami. Z płyty dennej wystawić zbrojenie pionowe dla trzpieni żelbetowych usztywniających murowany szyb windy. Wraz z płytą podszybia należy wykonać ławę pod ścianę parteru. Ławę oprzeć na ścianie piwnicy w osi 5 w uprzednio wykutym gnieździe. Ściany podszybia wymurować z bloczków betonowych do poziomu progu otworu drzwi przystankowych parteru, a powyżej z bloczków silikatowych na zaprawie cementowo wapiennej. Ściany szybu należy wzmocnić w narożach trzpieniami żelbetowymi i dodatkowo usztywnić poziomymi wieńcami według rysunku wykonawczego szybu. W ścianie bocznej wykonać wieńce do mocowania konstrukcji prowadnic windy (jak w przekroju A-A na rys. Kz5). Ściany należy wymurować do poziomu spodu istniejącego stropu nad parterem tak by podeprzeć nimi konstrukcję stropu. Otwór na szyb windy wyciąć w stropie po wymurowaniu ścian i dokładnym wypełnieniu szczeliny obwodowej między ścianami i spodem stropu zaprawą nisko kurczliwą. Strop wokół windy należy tymczasowo zabezpieczyć podporami montażowymi na czas wykonania otworu na szyb. W miejscu trzpieni w stropie należy wykuć otwory dla przeprowadzenia zbrojenia. Po zabetonowaniu trzpieni wyburzyć strop i podciąć schodowy w obrębie wnętrza szybu windowego. Zbrojenie elementów żelbetowych wchodzące w światło szybu wyciąć pozostawiając części stropu i belki podestowej znajdujące się na zewnątrz szybu windy. W poziomie stropu na ścianach windy wykonać wieńce żelbetowe. Następnie należy wymurować ściany windy w poziomie I piętra, podeprzeć tymczasowo istniejący strop między osiami I'-J'/5-6, rozebrać warstwy stropodachu nad łącznikiem i częścią dwukondygnacyjną oraz wyburzyć strop nad piętrem łącznika pomiędzy osiami H-I'/5-6 (strop ten jest przeznaczony do wymiany). W następnej kolejności, po dokładnym wypełnieniu szczeliny obwodowej między ścianami i spodem stropu zaprawą niskokurczliwą, wyciąć w stropie otwór na szyb windy. Po zamontowaniu nowoprojektowanego stropu w osiach H-I'/5-6 i wykonaniu zbrojenia wieńca należy zabetonować konstrukcję. Prace należy skoordynować z wykonaniem konstrukcji stropu nad I piętrem budynku (podciągi, nadproża,

wymiana stropów).

W dalszej kolejności należy wykonać ściany szybu i trzpienie w poziomie drugiego piętra. Szyb windy należy zakończyć wieńcem żelbetowym, do którego zostaną przymocowane stalowe belki montażowe. Szyb nie będzie posiadał płyty nadszybia - zostanie od góry zamknięty zadaszeniem nadbudowy. W nadszybiu wykonać otwór wentylacyjny zabezpieczony od zewnątrz przed wodą z opadów atmosferycznych i od wewnątrz kratka wentylacyjną.

7.1.2. Wymiana stropu nad I piętrzem w obszarze osi 5-6 i H-J

Z uwagi na niewystarczającą nośność istniejącego stropu gęstożebrowego typu Ackermana, zaprojektowano jego rozebranie w obszarze ograniczonym osiami 5-6/i H-I' i zastąpienie go gęsto-żebrowym stropem typu RECTOR o grubości 20 cm z belkami strunobetonowymi układanymi podwójnie. Belki stropowe należy oprzeć na podciągu żelbetowym Poz.2.1.2 zabetonowanym przy ścianie w osi H, pośrednim podciągu żelbetowym Poz.2.1.1, podciągu Poz.2.1.5 oraz na ścianie frontowej szybu windowego. Podciągi będą oparte na ścianach w osiach 5 i 6 w wykutych w nich gniazdach. Przed betonowaniem należy zamontować zbrojenie dodatkowe stropu według wytycznych producentów stropu. Strop należy zabetonować równocześnie z podciągami.

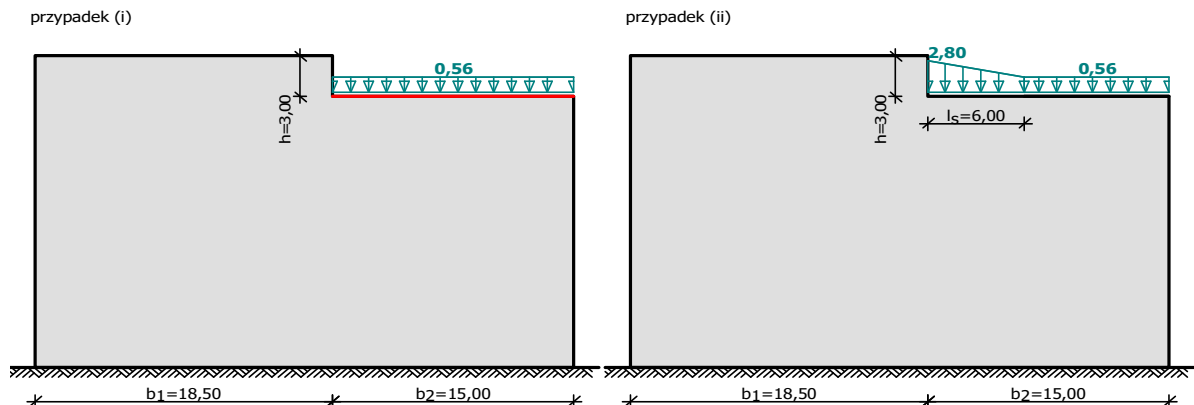
Po wymurowaniu szybu windy do poziomu spodu istniejącego stropu należy podeprzeć montażowo żebra stropu istniejącego, wyburzyć strop w miejscach projektowanych otworów i belek żelbetowych (Poz.2.1.4-2.1.6) a następnie zabetonować po zamontowaniu nowoprojektowanego stropu oraz zbrojenia belek i wieńców.

Obciążenia stałe - stan istniejący (według ekspertyzy)

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Papa termozgrzewalna gr.0,5cm [11,00kN/m ² -0,005m]	stałe	0,06	--	0,06	1,35	0,08
2.	Zaprawa cementowa grub.15 cm [21,00kN/m ² -0,15m]	stałe	3,15	--	3,15	1,35	4,25
3.	Strop Ackerman 25cm	stałe	3,50	--	3,50	1,35	4,73
4.	Zaprawa wapienno-cementowa grub.3 cm [19,00kN/m ² -0,03m]	stałe	0,57	--	0,57	1,35	0,77
Σ:			7,28		7,28		9,83

Obciążenie śniegiem – stan istniejący

s [kN/m²]



Stan projektowany

Obciążenia stałe

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Wykładzian PCV	stałe	0,02	--	0,02	1,35	0,03
2.	Zaprawa cementowa grub.6 cm [21,00kN/m ² -0,06m]	stałe	1,26	--	1,26	1,35	1,70
3.	Styropian 5 cm [0,450kN/m ² -0,05m]	stałe	0,02	--	0,02	1,35	0,03
4.	Strop Rector 16+4cm	stałe	2,55	--	2,55	1,35	3,44
5.	Zaprawa wapienno-cementowa grub. 1,5 cm [19,00kN/m ² -0,015m]	stałe	0,29	--	0,29	1,35	0,39
Σ:			4,14		4,14		5,59

Obciążenie użytkowe

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1/6.3.1 - powierzchnia kategorii C3, uwzględniono współczynnik redukcyjny α _A = 1,00 [3,00kN/m ²]	zmienne	3,00	1,00	3,00	1,50	4,50
Σ:			3,00		3,00		4,50

$$q_1 = 7,28 + 0,56 = 7,84 \text{ kN/m}^2 < q_2 = 4,14 + 3,00 = 7,14 \text{ kN/m}^2$$

WNIOSEK: Zmiana typu stropu i sposobu jego użytkowania nie spowoduje wzrostu obciążenia przejmowanego przez istniejącą konstrukcję budynku.

7.1.3. Wymiana stropu nad I piętrem w obszarze osi 6-7/G-L

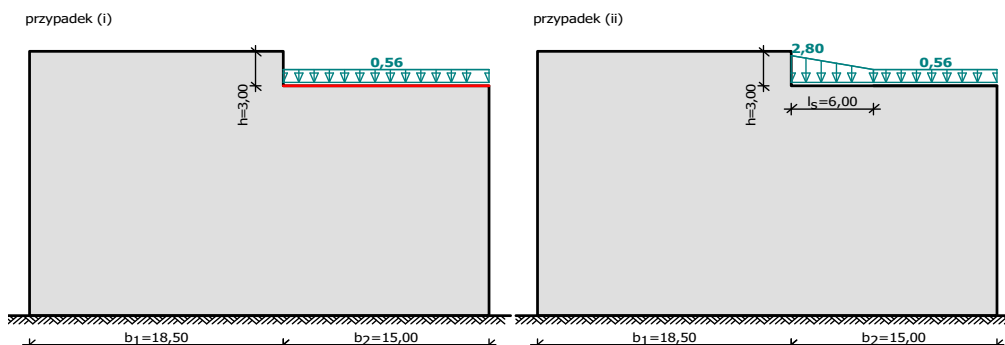
Z uwagi na nadmierne ugięcie jednoprzęsłowych żelbetonowych podciągów istniejącego stropu zaprojektowano rozebranie istniejącego stropu i wykonanie nowego stropu z płyt kanałowych sprężonych. Projekt zakłada pozostawienie istniejących podciągów w osiach I i J oraz oparcie nowego stropu na ścianach w osiach 6 i 7. Strop będzie oparty w poziomie wierzchu istniejących wieńców stropowych. W osi 6 zaprojektowano podwalinę żelbetową łączącą strop łącznika i strop części dwukondygnacyjnej, z której należy wystawić pręty startowe trzpieni nadbudowy. W osi 7 należy zachować istniejące nadproża okienne, a w celu ich wzmocnienia zaprojektowano bezpośrednio nad nimi podciąg żelbetowy ciągły, którego zadaniem będzie przejście obciążenia z projektowanego stropu z płyt kanałowych. Powyżej istniejących podciągów w osi I i J w poziomie stropu należy wykonać wieńce żelbetowe. W poziomie projektowanego stropu należy także wykonać zbrojenie wieńców żelbetowych na ścianach w osiach 6, 7, G i L. W zamkach pomiędzy płytami kanałowymi przy podporach należy zamontować zbrojenie kotwiące strop w wieńcach stropowych. W krawędziach bocznych płyt stropowych sąsiadujących z wieńcami żelbetowymi należy zamontować zbrojenie zamków bocznych Z1 według rysunków wykonawczych i wytycznych producenta stropu. Z wieńców w osiach G, L i 7 należy wystawić zbrojenie trzpieni usztywniających ściany atykowe. Ściany atykowe należy wymurować z bloczków z betonu komórkowego o grubości 36,5cm. Na ścianach wykonać wieńiec żelbetowy, do którego będzie przymocowana balustrada systemowa (wg projektu architektonicznego).

Obciążenia stałe - stan istniejący (według ekspertyzy)

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Papa termozgrzewalna gr.0,5cm [11,00kN/m ³ ·0,005m]	stałe	0,06	--	0,06	1,35	0,08
2.	Zaprawa cementowa grub.15 cm [21,00kN/m ³ ·0,15m]	stałe	3,15	--	3,15	1,35	4,25
3.	Strop Ackerman 25cm	stałe	3,50	--	3,50	1,35	4,73
4.	Zaprawa wapienno-cementowa grub.3 cm [19,00kN/m ³ ·0,03m]	stałe	0,57	--	0,57	1,35	0,77
Σ:			7,28		7,28		9,83

Obciążenie śniegiem – stan istniejący

s [kN/m²]



Stan projektowany

Obciążenia stałe

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Taras deska kompozytowa -deska tarasowa UH02 + legar 30x50 [0,230kN/m ²]	stałe	0,23	--	0,23	1,35	0,31
2.	Papa termozgrzewalna [11,000kN/m ³ -0,01m]	stałe	0,11	--	0,11	1,35	0,15
3.	Beton zwykły grub.5 cm [24,00kN/m ³ -0,05m]	stałe	1,20	--	1,20	1,35	1,62
4.	Papa termozgrzewalna [11,000kN/m ³ -0,01m]	stałe	0,11	--	0,11	1,35	0,15
5.	Styropian średnio 30cm [0,450kN/m ³ -0,30m]	stałe	0,14	--	0,14	1,35	0,19
6.	Strop płyty kanałowe SPK26,5	stałe	3,50	--	3,50	1,35	4,73
7.	Zaprawa wapienno-cementowa grub. 1,5 cm [19,000kN/m ³ -0,015m]	stałe	0,29	--	0,29	1,35	0,39
Σ:			5,58		5,58		7,53

Obciążenie użytkowe

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1/6.3.1 - powierzchnia kategorii C3, uwzględniono współczynnik redukcyjny α _A = 1,00 [3,00kN/m ²]	zmienne	3,00	1,00	3,00	1,50	4,50
Σ:			3,00		3,00		4,50

$$q_1 = 7,28 + 0,56 = 7,84 \text{ kN/m}^2 < q_2 = 5,58 + 3,00 = 8,58 \text{ kN/m}^2$$

WNIOSEK: Zmiana konstrukcji stropu i sposobu jego użytkowania spowoduje wzrost obciążenia na istniejące ściany budynku w osiach 6 i 7 o około 9,5 % co nie stanowi zagrożenia dla nośności i bezpieczeństwa istniejącej konstrukcji

7.1.4. Nadbudowa II piętra w obszarze osi 5-6/H-K

Na II piętrze nad łącznikiem zaprojektowano nadbudowę o konstrukcji stalowej. Konstrukcja składa się z dachu o konstrukcji stalowej opartego na ścianie w osi 5 i podciągu żelbetowym w osi 6. Podciąg podparto słupami żelbetowymi utwierdzonymi w podwalinie podstropowej zabetonowanej poniżej poziomu stropu nad I piętrzem. Konstrukcja dachu składa się z układu 1-przęsłowych belek stalowych HEA160. Przekrycie dachu z blachy trapezowej TR-50 o grubości 0,8 mm wraz z układem warstw izolacyjnych w klasie odporności ogniowej RE30. Konstrukcję stalową dachu należy zabezpieczyć przeciwogniowo do R30 powłoką z farby ogniochronnej wg wymagań jej producenta stosownie do wskaźnika masywności przekroju belek. W połaci dachu w sąsiedztwie osi K zaprojektowano wymiany stalowe pod klapę dymową oraz podkonstrukcję do podwieszenia centrali wentylacyjnej. W osiach H i K do konstrukcji żelbetowej (belka, wieniec) należy zamontować profile z rur prostokątnych zimno giętych Rp60x40x3, do mocowania przekrycia z blachy trapezowej. W osi nr 5 zaprojektowano nadproża drzwiowe z belek sprężonych SBN100/120, które należy zabezpieczyć poprzez obudowanie do odporności ogniowej R120.

7.1.5. Wykonanie otworu w istniejącym stropie nad I piętrzem przy osi 5/F

W stropie Akerman nad I piętrzem zaprojektowano otwór dla przeprowadzenia przewodów instalacyjnych. W celu podparcia żeber stropowych wyciętych otworem pod stropem należy zamontować belkę stalową IPE180 z wymianem podpierającym skrócone żebra stropu. Belki stalowe należy oprzeć na ścianach w osiach F i 5 oraz zakotwić do pobocznic istniejącego podciągu żelbetowego w osi D. Styk między odciętymi żebrami stropowymi i podpierającym je wymianem należy wypełnić zaprawą szybkowiążącą Ceresit CX5. Belki stalowe należy zabezpieczyć do R60 poprzez malowanie farbą ogniochronną lub obudowę systemowymi okładzinami ogniochronnymi.

7.1.6. Fundamenty pod schody zewnętrzne

Zaprojektowano schody z gotowych elementów prefabrykowanych posadowionych na murowanych ściankach fundamentowych. Pod ściany należy wykonać układ ław żelbetowych o przekroju 40x30cm posadowionych na poziomie 80cm poniżej poziomu terenu przy budynku w miejscu lokalizacji schodów. Elementami nośnymi schodów są trzy ściany policzkowe murowane posadowione na żelbetowych ławach fundamentowych. Zaprojektowano żelbetowe schody ze stopniami prefabrykowanymi. Stopnie będą płytami prostokątnymi o szerokości 40 cm i wysokości 15 cm wykonanymi z prefabrykowanych elementów żelbetowych Preststone. Stopnie i płyty podestowe powinny bezpiecznie przenosić obciążenie równomierne 4,0kN/m² oraz skupione w środku rozpiętości - 1,5 kN. Elementy prefabrykowane zostaną wykonane z betonu C30/37 z wykończeniem powierzchni wg projektu architektury. Przed wykonaniem schodów należy w całości rozebrać istniejące schody wraz z ich fundamentem.

7.1.7. Konstrukcja pochylni

Z uwagi na zły stan istniejącej pochylni, zdecydowano o jej rozebraniu i zaprojektowaniu nowej w tym samym miejscu w konstrukcji stalowej. Zaprojektowano konstrukcję stalową składającą się z belek policzkowych z ceowników walcowanych C180 podpartych poprzecznymi ramkami ortogonalnymi z rur kwadratowych 70x5 (słupki i rygle) o węzłach sztywnych spawanych. Środniki belek policzkowych pochylni będą połączone doczołowo z końcami rygli ram nośnych. Słupki z rur kwadratowych 70x5 zostaną przymocowane do cokołów żelbetowych fundamentów na kotwy wklejane chemicznie Fischer FIS A na zaprawę FIS V.

Wzajemne połączenia elementów konstrukcyjnych w stykach montażowych – na śruby o wysokiej wytrzymałości kl.10.9 M12. Konstrukcję biegów i spoczników stanowią kraty pomostowe zgrzewane, obramowane i ocynkowane z płaskownikami nośnymi 40x3mm. Symbol krat: KOZ/34x38/40x3/.

Balustrady pochylni zaprojektowano z rur okrągłych 48,3x3,2. Słupki balustrady spawać do belek policzkowych pochylni.

Poprzeczne ramki nośne pochylni posadowiona będą na układzie poprzecznych łąw fundamentowych o wymiarach 50x130cm i wysokości 30cm, z wystawionymi cokołami o wymiarach 30x30cm.

Konstrukcję pochylni należy zabezpieczyć antykorozyjnie metoda ocynkowania ogniowego. Na powierzchni ocynkowanej wykonać powłoki malarskie wg projektu architektonicznego.

7.1.8. Konstrukcja ścian pożarowych S1 i S2

Z uwagi na zbyt małą odległość budynku biblioteki od budynków na sąsiedniej działce, wzdłuż granicy zaprojektowano dwie ściany oddzielenia pożarowego wysokości około 4,0m.

Ściany będą posadowione na stopach żelbetowych za pośrednictwem ortogonalnego układu podwalin. Ponadto ściany należy usztywnić trzpieniami żelbetowymi zakotwionymi w ruszcie podwalin żelbetowych zapewniającym stateczność konstrukcji. Ściany oddzielenia pożarowego wykonać murowane z pustaków ceramicznych na zaprawie cementowo-wapiennej z żelbetowymi usztywnieniami poziomymi (wieńce) i pionowymi.

8. Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej.

Konstrukcję stalową istniejącą i nowoprojektowaną zabezpieczyć wg PN ISO 12944:

- trwałość H
- kategoria korozyjności C2
- stopień czystości Sa2

Dobry system powinien spełniać wymogi przyczepności dla zastosowanego systemu p-poż.

Konstrukcję stalową pochylni wraz z balustradami oraz balustrady schodowe zabezpieczyć antykorozyjnie metodą cynkowania ogniowego. Grubości powłoki cynkowej wg PN-EN ISO-1461, tablica 3.

W elementach o profilu zamkniętym przed ocynkowaniem należy wykonać otwory odpowietrzające.

9. Zabezpieczenie przeciwpożarowe konstrukcji.

Warunki zabezpieczenia przeciwpożarowego budynku zostały szczegółowo omówione w projekcie architektonicznym.

Elementy konstrukcyjne budynku powinny być zabezpieczone do następujących klas odporności ogniowej:

- | | |
|---|--|
| - główna konstrukcja nośna | - R 120 |
| - konstrukcja dachu | - R30 |
| - stropy | - REI 60 |
| - ściany zewnętrzne | - EI 60 (nie będące elementami głównej konstrukcji nośnej) |
| - ściany wewnętrzne | - EI 30 (nie będące elementami głównej konstrukcji nośnej) |
| - przekrycie dachu | - RE 30 |
| - zewnętrzne ściany oddzielenia przeciwpożarowego | - REI120 |

Elementy konstrukcyjne budynku zostały zaprojektowane z materiałów nie rozprzestrzeniających ognia. Klasa odporności elementów konstrukcji projektowanego budynku spełnia wymagania zawarte w projekcie architektonicznym.

Klasę odporności ogniowej elementów żelbetowych spełniono poprzez zastosowanie odpowiednich grubości otulin zbrojenia głównego. Istniejące elementy żelbetowe należy zabezpieczyć do wymaganej klasy odporności ogniowej poprzez obudowanie w systemie SINIAT lub PROMAT. Elementy konstrukcji stalowej należy zabezpieczyć stosując pęczniące farby ogniochronne lub odpowiednie okładziny ogniochronne np. w systemie SINIAT lub PROMAT. W pozostałych przypadkach, gdy elementy stalowe będą osadzone w ścianach nośnych lub gdy będą samodzielnymi elementami głównej konstrukcji nośnej podane sposoby zabezpieczenia przeciwogniowego można stosować zamiennie.

10. Postanowienia końcowe

- Zmiany w stosunku do rozwiązań w niniejszym projekcie są możliwe jedynie po uzyskaniu akceptacji projektanta konstrukcji.
- Przed wykonaniem elementów konstrukcji wymiary sprawdzić na budowie.
- Roboty budowlane prowadzić zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano - montażowych” i sztuką budowlaną.
- Projekt rozpatrywać łącznie z projektem architektonicznym i projektami instalacyjnymi.
- Prace budowlane należy wykonywać wg rysunków wykonawczych konstrukcji stalowych i żelbetowych umożliwiających zrealizowanie inwestycji.
- W przypadku pojawienia się w trakcie realizacji istniejących elementów konstrukcji, które mogą kolidować z projektowanymi elementami, należy wezwać na budowę projektantów celem przedstawienia właściwego rozwiązania.
- Niedopuszczalne jest samodzielne wprowadzanie zmian w zaprojektowanej konstrukcji bez uzgodnienia ich z projektantem i bez akceptacji inspektora nadzoru inwestorskiego

Sprawdził:
mgr inż. Jarosław Milewski

Opracował:
mgr inż. Artur Sokołowski

III. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE I WYNIKI

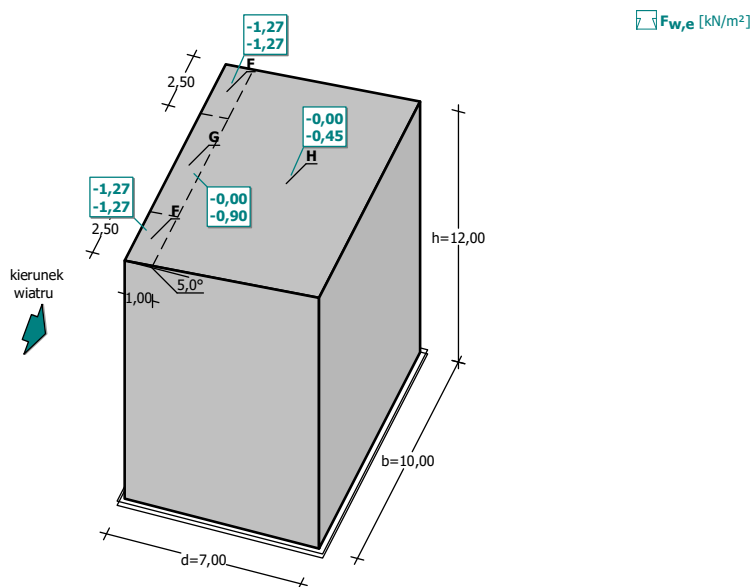
Dach nadbudowy łącznik

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Papa termozgrzewalna [11,00kN/m ³ -0,01m]	stałe	0,11	--	0,11	1,35	0,15
2.	Wełna mineralna [1,60kN/m ³ -0,30m]	stałe	0,48	--	0,48	1,35	0,65
3.	Blacha trapezowa	stałe	0,10	--	0,10	1,35	0,14
4.	Blacha trapezowa podwieszona	stałe	0,10	--	0,10	1,35	0,14
Σ:			0,79		0,79		1,07

Śnieg

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem dachu niższego przylegającego do wyższej budowli (układ równomierny) wg PN-EN 1991-1-3/5.3.6 (strefa 1, A=300 m n.p.m. → sk=0,7 kN/m ² , przyp.A, b2=15,00 m, b1=18,50 m, h=3,00 m, μ1=0,8, Ce=1,0, Ct=1,0) [0,56kN/m ²]	zmienne	0,56	1,00	0,56	1,50	0,84
Σ:			0,56		0,56		0,84

Wiatr



Stropodach -taras

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Taras deska kompozytowa -deska tarasowa UH02 + legar 30x50 [0,230kN/m ²]	stałe	0,23	--	0,23	1,35	0,31
2.	Papa termozgrzewalna [11,00kN/m ³ -0,01m]	stałe	0,11	--	0,11	1,35	0,15
3.	Beton zwykły grub.5 cm [24,00kN/m ³ -0,05m]	stałe	1,20	--	1,20	1,35	1,62
4.	Papa termozgrzewalna [11,00kN/m ³ -0,01m]	stałe	0,11	--	0,11	1,35	0,15
5.	Styropian średnio 30cm [0,450kN/m ³ -0,30m]	stałe	0,14	--	0,14	1,35	0,19
6.	Strop płyty kanałowe SPK26,5	stałe	3,50	--	3,50	1,35	4,73
7.	Zaprawa wapienno-cementowa grub. 1,5 cm [19,00kN/m ³ -0,015m]	stałe	0,29	--	0,29	1,35	0,39
Σ:			5,58		5,58		7,53

Taras -użytkowe

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1/6.3.1 - powierzchnia kategorii C3, uwzględniono współczynnik redukcyjny α _A = 1,00 [3,00kN/m ²]	zmienne	3,00	1,00	3,00	1,50	4,50
Σ:			3,00		3,00		4,50

Strop łącznika nad piętrem

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Wykładzina PCV	stałe	0,02	--	0,02	1,35	0,03
2.	Zaprawa cementowa grub.6 cm [21,00kN/m ³ -0,06m]	stałe	1,26	--	1,26	1,35	1,70
3.	Styropian 5 cm [0,450kN/m ³ -0,05m]	stałe	0,02	--	0,02	1,35	0,03
4.	Strop Rector 16+4	stałe	2,55	--	2,55	1,35	3,44
5.	Zaprawa wapienno-cementowa grub. 1,5 cm [19,00kN/m ³ -0,015m]	stałe	0,29	--	0,29	1,35	0,39
Σ:			4,14		4,14		5,59

Strop łącznika -użytkowe

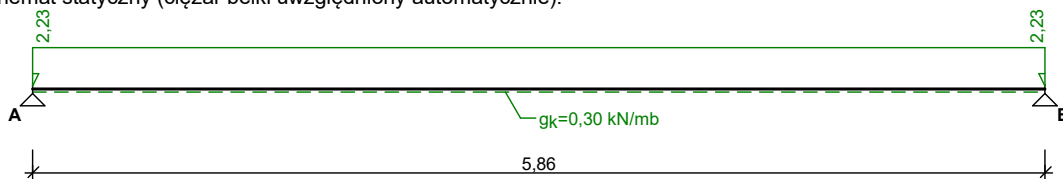
L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1/6.3.1 - powierzchnia kategorii C3, uwzględniono współczynnik redukcyjny α _A = 1,00 [3,00kN/m ²]	zmienne	3,00	1,00	3,00	1,50	4,50
Σ:			3,00		3,00		4,50

Poz.1.1.1. Belka dachu

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

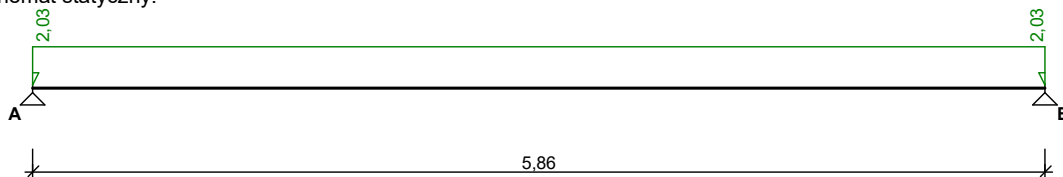
Przypadek **P1: Stałe dach** ($\gamma_f = 1,35$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



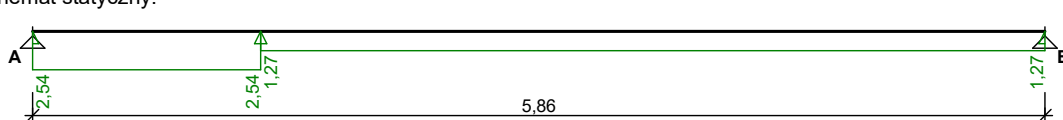
Przypadek **P2: śnieg** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:

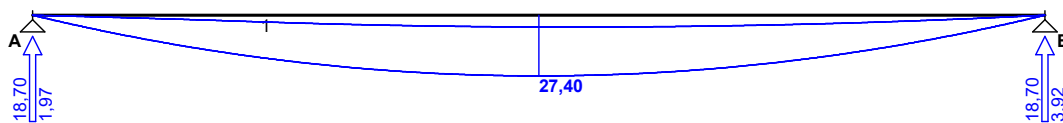


Przypadek **P3: wiatr** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:



Momenty zginające [kNm]:



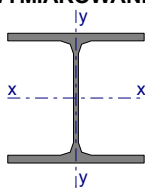
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 160 A**

$A_v = 9,12 \text{ cm}^2$, $m = 30,4 \text{ kg/m}$

$J_x = 1670 \text{ cm}^4$, $J_y = 616 \text{ cm}^4$, $J_w = 31410 \text{ cm}^6$, $J_T = 12,3 \text{ cm}^4$, $W_x = 220 \text{ cm}^3$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,059$) $M_R = 50,09 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 113,73 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój z = 2,93 m (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,726$

Moment maksymalny $M_{\max} = 27,40 \text{ kNm}$

(52) $M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,753 < 1$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 5,86 m (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -18,70 \text{ kN}$

(53) $V_{\max} / V_R = 0,164 < 1$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)18,70 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 68,24 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 2,93 \text{ m}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

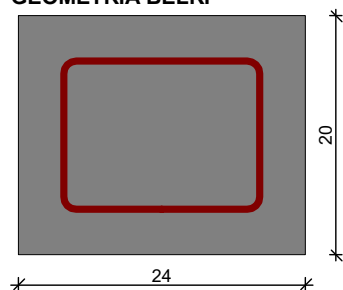
Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 20,44 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 200 = 5860 / 200 = 29,30 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 20,44 \text{ mm} < f_{gr} = 29,30 \text{ mm} \quad (69,8\%)$$

Poz.1.2.1. Podciąg

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 20,0 \text{ cm}$

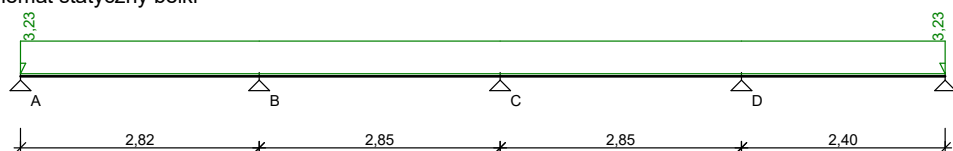
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Dach 0,79x1,0	0,79	1,35	--	1,07	cała belka
2.	Śnieg 0,56x1,0	0,56	1,50	--	0,84	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,24m·0,20m·25,0kN/m³]	1,20	1,10	--	1,32	cała belka
Σ :		2,55	1,27		3,23	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

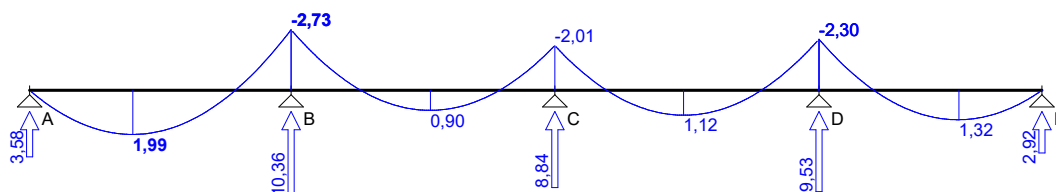
Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

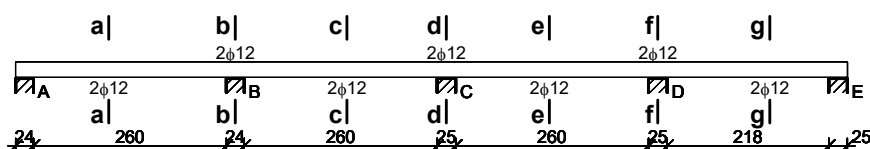
Otulinie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 35 \text{ mm}$

Momenty zginające [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 1,99 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 1,99 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,13 \text{ kNm}$ (15,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)4,64 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 110 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)4,64 \text{ kN} < V_{Rd1} = 26,90 \text{ kN}$ (17,2%)

Rozstaw poprzeczny ramion strzemion nie spełnia warunku (211) normy PN-B-03264:2002

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 1,57 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 1,57 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,83 \text{ mm} < a_{lim} = 2820/200 = 14,10 \text{ mm}$ (5,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 4,05 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)2,73 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)2,73 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,13 \text{ kNm}$ (20,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)2,16 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)2,16 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,22 \text{ mm} < a_{lim} = 2845/200 = 14,23 \text{ mm}$ (1,6%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,90 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,90 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,13 \text{ kNm}$ (6,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 3,96 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 110 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 3,96 \text{ kN} < V_{Rd1} = 26,90 \text{ kN}$ (14,7%)

Rozstaw poprzeczny ramion strzemion nie spełnia warunku (211) normy PN-B-03264:2002

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,71 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,71 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,22 \text{ mm} < a_{lim} = 2845/200 = 14,23 \text{ mm}$ (1,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 3,52 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora C:

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)2,01 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)2,01 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,13 \text{ kNm}$ (15,3%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)1,59 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)1,59 \text{ kNm}$

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

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 1,12 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 1,12 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,13 \text{ kNm}$ (8,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)3,80 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 110 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)3,80 \text{ kN} < V_{Rd1} = 26,90 \text{ kN}$ (14,1%)

Rozstaw poprzeczny ramion strzemion nie spełnia warunku (211) normy PN-B-03264:2002

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,89 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,89 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,37 \text{ mm} < a_{lim} = 2850/200 = 14,25 \text{ mm}$ (2,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 3,39 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora D:

Zginanie: (przekrój f-f)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)2,30 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)2,30 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,13 \text{ kNm}$ (17,5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)1,82 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)1,82 \text{ kNm}$

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

Przęsło D - E:

Zginanie: (przekrój g-g)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 1,32 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 1,32 \text{ kNm} < M_{Rd} = 13,13 \text{ kNm}$ (10,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 3,94 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciecznymi $\phi 6$ co 110 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 3,94 \text{ kN} < V_{Rd1} = 26,90 \text{ kN}$ (14,6%)

Rozstaw poprzeczny ramion strzemion nie spełnia warunku (211) normy PN-B-03264:2002

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 1,05 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 1,05 \text{ kNm}$

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

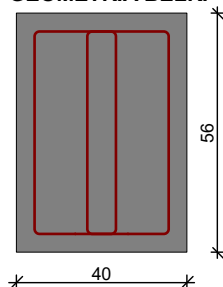
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,37 \text{ mm} < a_{lim} = 2405/200 = 12,02 \text{ mm}$ (3,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 3,50 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Poz.2.1.1. Podciąg

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 40,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 56,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char.	γ_f	k_d	Obc. obl.	Zasięg [m]
1.	Strop stałe 4,69x4,35	20,41	1,35	--	27,55	cała belka
2.	Strop zmienne 5,0x4,35	21,75	1,50	--	32,63	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,40m·0,56m·25,0kN/m ³]	5,60	1,10	--	6,16	cała belka
Σ :		47,76	1,39		66,34	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Zbrojenie główne:

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

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 20 \text{ mm}$

Strzemiona:

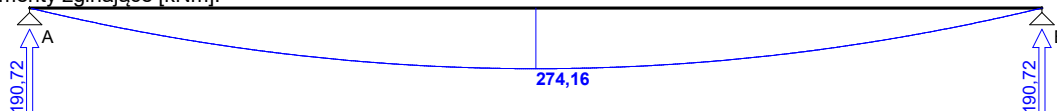
Klasa stali **A-IIIN (RB500W)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Otulinie:

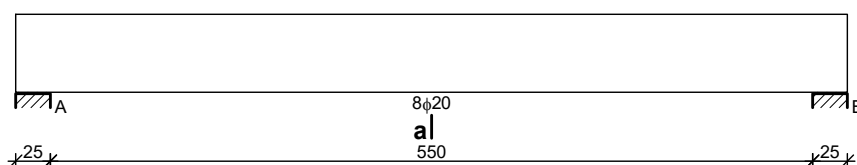
Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Momenty zginające [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

a|



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 274,16 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem **8φ20** o $A_s = 25,13 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,25\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 274,16 \text{ kNm} < M_{Rd} = 427,55 \text{ kNm}$ (64,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)149,00 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **φ6 co 200 mm** na odcinku 100,0 cm przy podporach oraz co 370 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)149,00 \text{ kN} < V_{Rd3} = 215,46 \text{ kN}$ (69,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 197,38 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 197,38 \text{ kNm}$

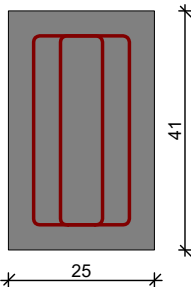
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,127 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (42,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 14,01 \text{ mm} < a_{lim} = 5750/200 = 28,75 \text{ mm}$ (48,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 131,34 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,297 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (99,1%)

Poz.2.1.2. Podciąg GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 41,0 \text{ cm}$

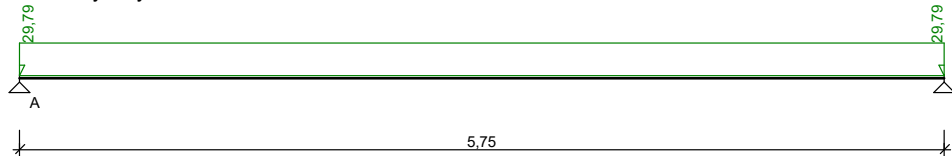
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char.	γ_f	k_d	Obc. obl.	Zasięg [m]
1.	Strop stałe 4,69x1,95	9,15	1,35	--	12,35	cała belka
2.	Strop zmienne 5,0x1,95	9,75	1,50	--	14,63	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,25m·0,41m·25,0kN/m3]	2,56	1,10	--	2,82	cała belka
Σ:		21,46	1,39		29,79	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Zbrojenie główne:

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

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 20 \text{ mm}$

Strzemiona:

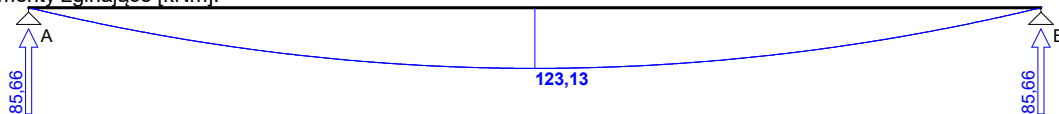
Klasa stali **A-IIIN (RB500W)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

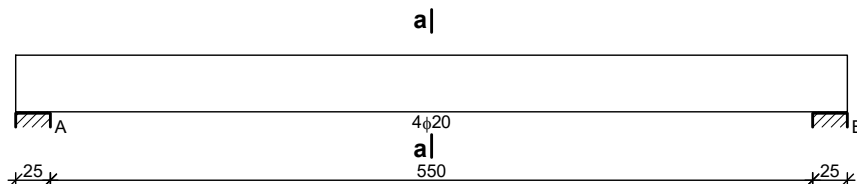
Otulinie:

Nominalna grubość otulinia $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Momenty zginające [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 123,13 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 10,10 \text{ cm}^2$. Przyjęto **4φ20** o $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 123,13 \text{ kNm} < M_{Rd} = 145,05 \text{ kNm}$ (84,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 71,39 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **φ6 co 260 mm** na odcinku 78,0 cm przy podporach oraz co 260 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 71,39 \text{ kN} < V_{Rd3} = 116,41 \text{ kN}$ (61,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 88,69 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 88,69 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,160 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (53,3%)

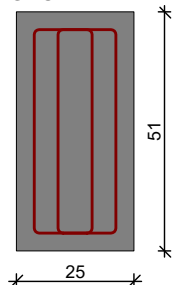
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 27,74 \text{ mm} < a_{lim} = 5750/200 = 28,75 \text{ mm}$ (96,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 59,01 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,206 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (68,5%)

Poz.2.1.3. Podciąg

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 51,0 \text{ cm}$

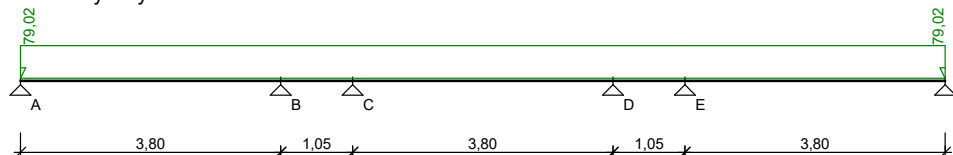
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Strop stałe 5,82x4,8	27,94	1,35	--	37,72	cała belka
2.	Strop zmienne 5,0x4,8	24,00	1,50	--	36,00	cała belka
3.	Ściana attykowa gazobeton	1,33	1,35	--	1,80	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,25m·0,51m·25,0kN/m3]	3,19	1,10	--	3,51	cała belka
Σ :		56,46	1,40		79,02	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów górnych $\phi_g = 16$ mm

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16$ mm

Strzemiona:

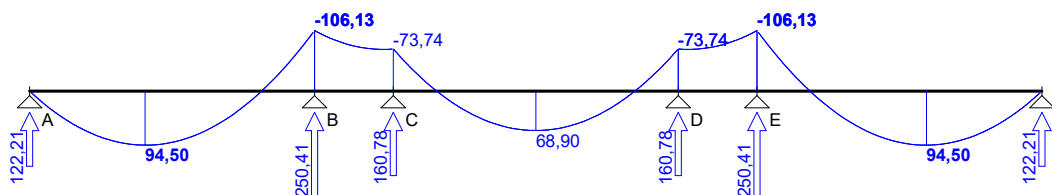
Klasa stali A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

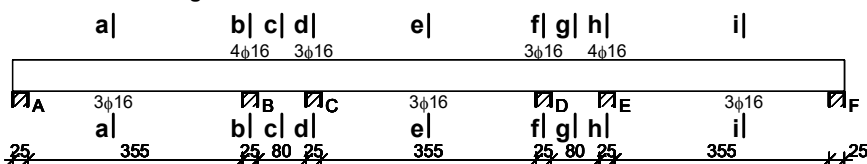
Otulinie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 35$ mm

Momenty zginające [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 94,50$ kNm

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 5,26$ cm². Przyjęto **3φ16** o $A_s = 6,03$ cm² ($\rho = 0,52\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 94,50$ kNm $< M_{Rd} = 107,16$ kNm (88,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)131,77$ kN

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **φ6 co 200 mm** na odcinku 100,0 cm przy lewej podporze

i na odcinku 140,0 cm przy prawej podporze oraz co 340 mm na pozostałej części belki

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)131,77$ kN $< V_{Rd3} = 197,08$ kN (66,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 67,52$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 67,52$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,272$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm (90,6%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,32$ mm $< a_{lim} = 3800/200 = 19,00$ mm (33,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 120,17$ kN

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,297$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm (99,2%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)106,13$ kNm

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 5,97$ cm². Przyjęto **4φ16** o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,70\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)106,13$ kNm $< M_{Rd} = 138,60$ kNm (76,6%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)75,83$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)75,83$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,195$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm (64,9%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Zbrojenie dolne w przęśle nie jest obliczeniowo potrzebne

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 35,67 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami czterociętymi $\phi 6$ co 340 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 35,67 \text{ kN} < V_{Rd1} = 67,96 \text{ kN} \quad (52,5\%)$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,57 \text{ mm} < a_{lim} = 1050/200 = 5,25 \text{ mm} \quad (10,9\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 44,62 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora C:

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)73,74 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 4,03 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,52\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)73,74 \text{ kNm} < M_{Rd} = 107,16 \text{ kNm} \quad (68,8\%)$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,203 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (67,7\%)$

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 68,90 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 3,75 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,52\%$)
(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 68,90 \text{ kNm} < M_{Rd} = 107,16 \text{ kNm} \quad (64,3\%)$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 103,84 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi $\phi 6$ co 240 mm na odcinku 96,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 96,0 cm przy prawej podporze oraz co 340 mm na pozostałej części belki
(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 103,84 \text{ kN} < V_{Rd3} = 164,23 \text{ kN} \quad (63,2\%)$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 49,23 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 49,23 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,186 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (62,2\%)$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,16 \text{ mm} < a_{lim} = 3800/200 = 19,00 \text{ mm} \quad (21,9\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 100,21 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,298 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (99,3\%)$

Podpora D:

Zginanie: (przekrój f-f)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)73,74 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 4,03 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,52\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)73,74 \text{ kNm} < M_{Rd} = 107,16 \text{ kNm} \quad (68,8\%)$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,203 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (67,7\%)$

Przęsło D - E:

Zginanie: (przekrój g-g)

Zbrojenie dolne w przęśle nie jest obliczeniowo potrzebne

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)35,67 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami czterociętymi $\phi 6$ co 340 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)35,67 \text{ kN} < V_{Rd1} = 67,96 \text{ kN} \quad (52,5\%)$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)52,68 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,57 \text{ mm} < a_{lim} = 1050/200 = 5,25 \text{ mm} \quad (10,9\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 44,62 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora E:

Zginanie: (przekrój h-h)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)106,13 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 5,97 \text{ cm}^2$. Przyjęto $4\phi 16$ o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,70\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)106,13 \text{ kNm} < M_{Rd} = 138,60 \text{ kNm} \quad (76,6\%)$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)75,83 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)75,83 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,195 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (64,9\%)$

Przęsło E - F:

Zginanie: (przekrój i-i)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 94,50 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 5,26 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,52\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 94,50 \text{ kNm} < M_{Rd} = 107,16 \text{ kNm}$ (88,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = 131,77 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi $\phi 6$ co **200 mm** na odcinku 140,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 100,0 cm przy prawej podporze oraz co 340 mm na pozostałej części belki (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 131,77 \text{ kN} < V_{Rd3} = 197,08 \text{ kN}$ (66,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 67,52 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 67,52 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,272 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (90,6%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,32 \text{ mm} < a_{lim} = 3800/200 = 19,00 \text{ mm}$ (33,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 120,17 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,299 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (99,5%)

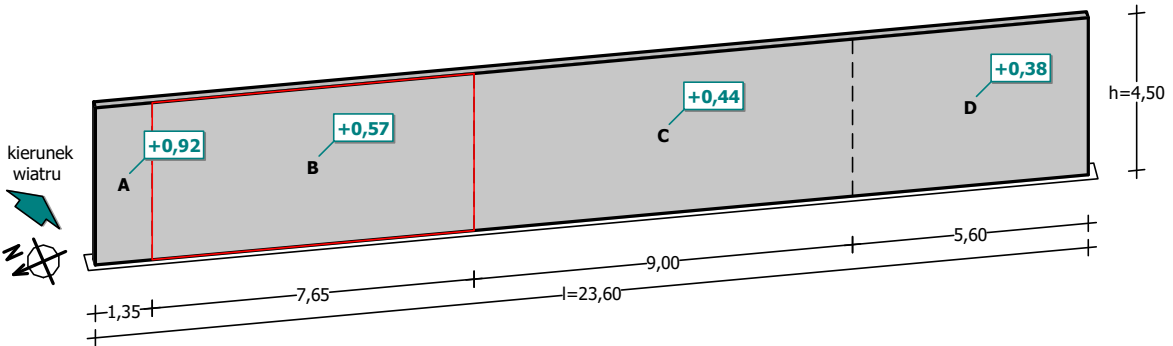
Ściana S1 i S2

Ciężar ściany

Lp.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m	ψ	Wartość rep. kN/m	γ_F	Wartość obl. kN/m
1.	Elementy murowe ceramiczne z gliny w stanie suchym typu HD grub. 25 cm, szer. 450 cm [10,00kN/m ² ·0,25m·4,50m]	stałe	11,25	--	11,25	1,35	15,19
Σ :			11,25		11,25		15,19
$q_{\perp} = q \cdot \cos 0,0^\circ =$			11,25		11,25		15,19
$q_{\parallel} = q \cdot \sin 0,0^\circ =$			0,00		0,00		0,00

Parcie wiatru

 **F_w** [kN/m²]



Podwalina pod ścianę

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 30,0 \text{ cm}$

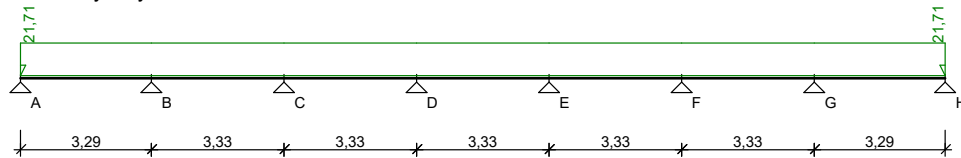
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

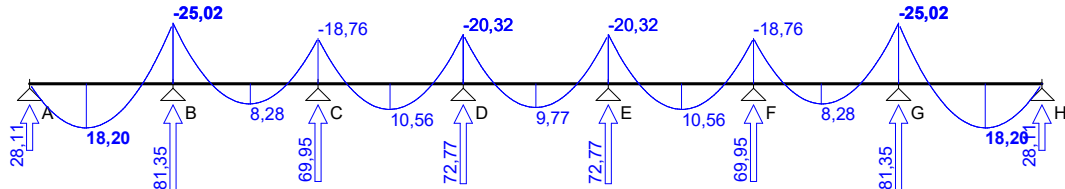
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	K_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Warstwa cementowa grub. 0,015 m i szer. 4,15 m [21,0kN/m ³ ·0,015m·4,15m]	1,31	1,35	--	1,77	cała belka
2.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, porowata) grub. 0,25 m i szer. 4,15 m [11,500kN/m ³ ·0,25m·4,15m]	11,93	1,35	--	16,11	cała belka
3.	Warstwa cementowa grub. 0,015 m i szer. 4,15 m [21,0kN/m ³ ·0,015m·4,15m]	1,31	1,35	--	1,77	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,25m·0,30m·25,0kN/m ³]	1,88	1,10	--	2,07	cała belka
Σ :		16,43	1,32		21,71	

Schemat statyczny belki



Momenty zginające [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
3φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	3φ12
A	B	C	D	E	F	G	H					
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
38	295	38	295	38	295	38	295	38	295	38	295	38

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 18,20$ kNm

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 1,74$ cm². Przyjęto 2φ12 o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 18,20$ kNm < $M_{Rd} = 23,43$ kNm (77,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)33,59$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)33,59$ kN < $V_{Rd1} = 48,73$ kN (68,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 13,77$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 13,77$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,244$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (81,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,92$ mm < $a_{lim} = 3290/200 = 16,45$ mm (36,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 29,66$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)25,02$ kNm

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,42$ cm². Przyjęto 3φ12 o $A_s = 3,39$ cm² ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)25,02$ kNm < $M_{Rd} = 34,33$ kNm (72,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)18,93$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)18,93$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,199$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (66,3%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 8,28$ kNm

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,87$ cm². Przyjęto 2φ12 o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 8,28$ kNm < $M_{Rd} = 23,43$ kNm (35,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 28,30$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 28,30$ kN < $V_{Rd1} = 48,73$ kN (58,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 6,27$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,27$ kNm

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,67$ mm < $a_{lim} = 3330/200 = 16,65$ mm (4,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 25,66$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora C:

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)18,76$ kNm

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,79$ cm². Przyjęto 2φ12 o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)18,76$ kNm < $M_{Rd} = 23,43$ kNm (80,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)14,20$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)14,20$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,257$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (85,5%)

Przęsło C - D:Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,56 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 0,99 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,56 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (45,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)26,89 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)26,89 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,73 \text{ kN}$ (55,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 7,99 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,99 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,15 \text{ mm} < a_{lim} = 3330/200 = 16,65 \text{ mm}$ (6,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 24,59 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora D:Zginanie: (przekrój f-f)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)20,32 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,95 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)20,32 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (86,7%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)15,38 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)15,38 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,291 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (96,9%)

Przęsło D - E:Zginanie: (przekrój g-g)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 9,77 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 0,92 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,77 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (41,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 26,42 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 26,42 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,73 \text{ kN}$ (54,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 7,39 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,39 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,99 \text{ mm} < a_{lim} = 3330/200 = 16,65 \text{ mm}$ (5,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 24,23 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora E:Zginanie: (przekrój h-h)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)20,32 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,95 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)20,32 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (86,7%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)15,38 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)15,38 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,291 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (96,9%)

Przęsło E - F:Zginanie: (przekrój i-i)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,56 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 0,99 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,56 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (45,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 26,89 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 26,89 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,73 \text{ kN}$ (55,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 7,99 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,99 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,15 \text{ mm} < a_{lim} = 3330/200 = 16,65 \text{ mm}$ (6,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 24,59 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora F:Zginanie: (przekrój j-j)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)18,76 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 1,79 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)18,76 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (80,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)14,20 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)14,20 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,257 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (85,5%)

Przęsło F - G:

Zginanie: (przekrój **k-k**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 8,28 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 0,87 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 8,28 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (35,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)28,30 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)28,30 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,73 \text{ kN}$ (58,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 6,27 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,27 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,67 \text{ mm} < a_{lim} = 3330/200 = 16,65 \text{ mm}$ (4,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 25,66 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora G:

Zginanie: (przekrój **l-l**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)25,02 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,42 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)25,02 \text{ kNm} < M_{Rd} = 34,33 \text{ kNm}$ (72,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)18,93 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)18,93 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,199 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (66,3%)

Przęsło G - H:

Zginanie: (przekrój **m-m**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 18,20 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 1,74 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 18,20 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,43 \text{ kNm}$ (77,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 33,59 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 33,59 \text{ kN} < V_{Rd1} = 48,73 \text{ kN}$ (68,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 13,77 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 13,77 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,244 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (81,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,92 \text{ mm} < a_{lim} = 3290/200 = 16,45 \text{ mm}$ (36,0%)

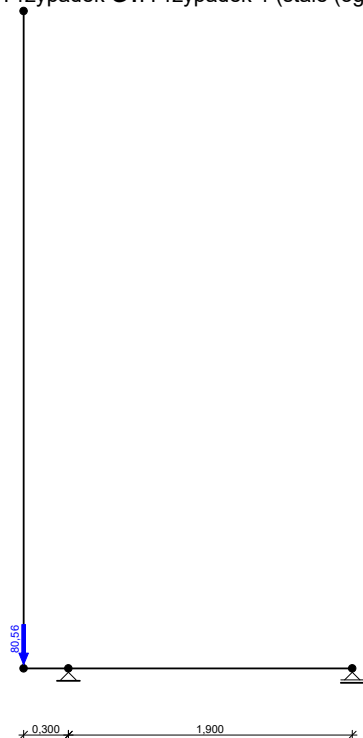
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 29,66 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

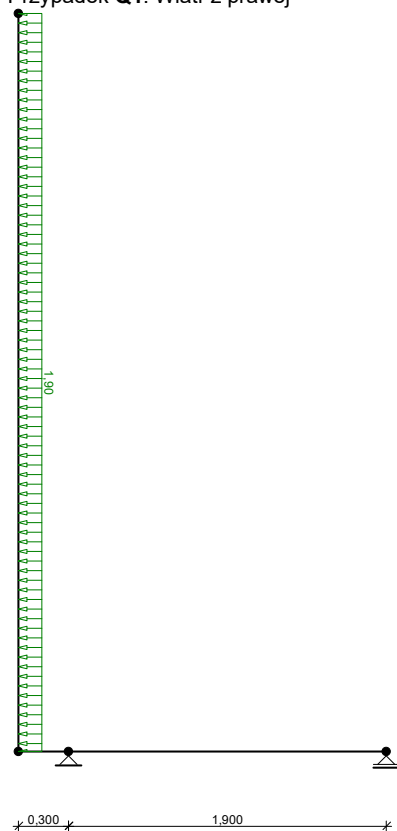
SCHEMAT RAMY

OBCIĄŻENIA: (wartości charakterystyczne)

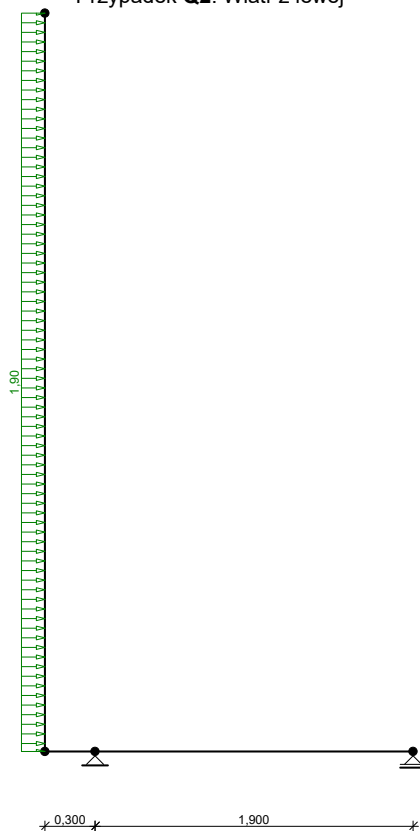
Przypadek **G1**: Przypadek 1 (stałe ogólnie))



Przypadek Q1: Wiatr z prawej



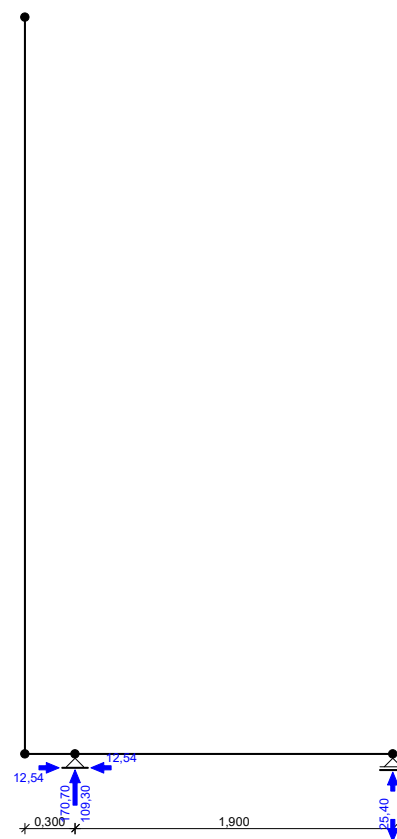
Przypadek Q2: Wiatr z lewej



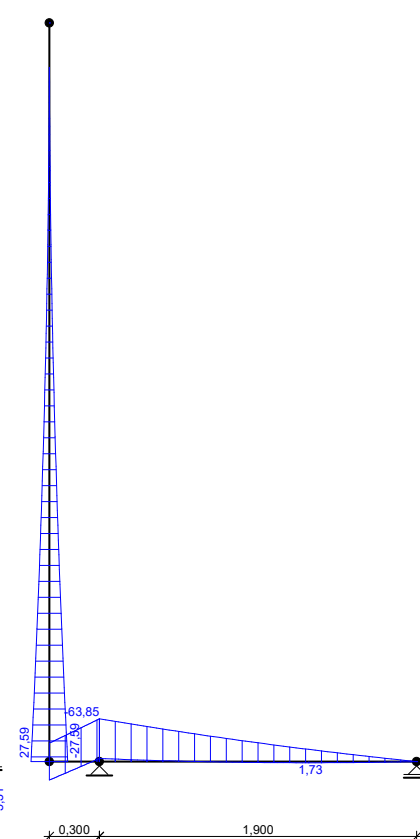
WYNIKI:

OBWIEDNIA EFEKTÓW ODDZIAŁYWAŃ dla kombinacji SGN podstawowa STR

Ekstremalne reakcje podporowe:



Obwiednia momentów zginających:



Trzpień ściany

DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny
Szerokość przekroju $b_w = 38,0 \text{ cm}$
Wysokość przekroju $h = 25,0 \text{ cm}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$
Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$
Wilgotność środowiska $RH = 50\%$
Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$
Średnica prętów górnych $\phi_g = 16 \text{ mm}$

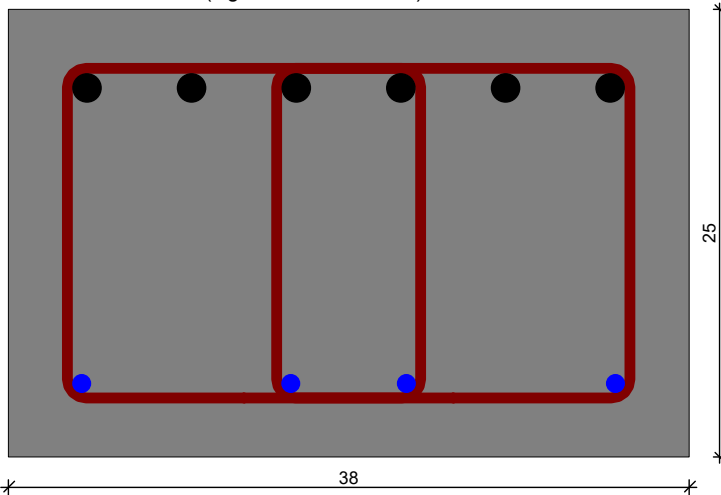
Strzemiona:

Średnica $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Obciążenia (wspornik):

Moment obliczeniowy $M_{Sd} = 27,60 \text{ kNm}$
Moment charakterystyczny $M_{Sk} = 20,45 \text{ kNm}$
Moment charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 20,45 \text{ kNm}$
Rozpiętość efektywna wspornika $l_{eff} = 4,40 \text{ m}$
Współczynnik ugięcia $\alpha_k = (5/48) \times 2,40$

WYNIKI - ZGINANIE (wg PN-B-03264:2002)



Zginanie (metoda uproszczona):

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 3,43 \text{ cm}^2$. Przyjęto **6 ϕ 16** o $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,54\%$)
(decyduje warunek granicznego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 27,60 \text{ kNm} < M_{Rd} = 79,04 \text{ kNm}$ (34,9%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,083 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (27,8%)

Ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 20,71 \text{ mm} < a_{lim} = 4400/200 = 22,00 \text{ mm}$ (94,1%)

Stopa fundamentowa

Wymiary fundamentu:

Typ: **stopa prostopadłościenna**

$B = 0,90 \text{ m}$ $L = 0,90 \text{ m}$ $H = 0,30 \text{ m}$
 $B_s = 0,35 \text{ m}$ $L_s = 0,35 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$ $e_L = 0,00 \text{ m}$

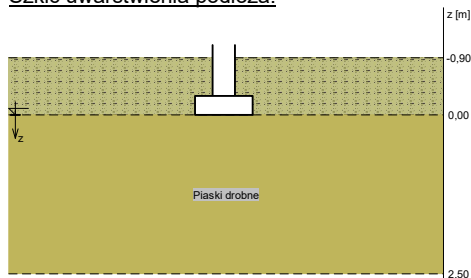
Posadowienie fundamentu:

$D = 0,90 \text{ m}$ $D_{min} = 0,90 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodnion a	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(f)}$ [°]	$c_u^{(f)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	2,50	nie	1,75	0,90	1,10	27,37	0,00	61908	77386

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 300,0 kPa

OBciążENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T_B [kN]	M_B [kNm]	T_L [kN]	M_L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	186,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

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

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C12/15 (B15)** → $f_{cd} = 8,00$ MPa, $f_{ctd} = 0,73$ MPa, $E_{cm} = 27,0$ 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-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 10$ mm

Średnica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 10$ mm

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

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 85$ mm

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

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 $Q_{RN} = 492,5$ kN

$N_f = 202,4$ kN < $m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 492,5$ kN = 398,9 kN (50,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{RT} = 99,4$ kN

$T_f = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 99,4$ kN = 71,6 kN (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 249,9$ kPa

$\sigma_{max} = 249,9$ kPa < $\sigma_{dop} = 300,0$ kPa (83,3%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,21$ cm, wtórne $s'' = 0,02$ cm, całkowite $s = 0,22$ cm

$s = 0,22$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (22,4%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,56$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **6 prętów $\phi 10$ mm** o $A_s = 4,71$ cm²

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,56$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **6 prętów $\phi 10$ mm** o $A_s = 4,71$ cm²