

OPIS KONSTRUKCJI BUDYNKU MIESZKALNEGO - TYP A

1. Stropodach .

Na budynku zaprojektowano stropodach pełny w postaci warstwy nawierzchniowej z papy termozgrzewalnej na twardym styropianie typu EPSj. Styropian ułożony na konstrukcji stropu TERIWA II Stropodach o nachyleniu 3 stopni. Całość oparta na stropie Teriwa 4,0/1 Strop od spodu tynkowany jest tynkiem gipsowym.

Dach nad wiatą ogrodową o konstrukcji w postaci dźwigarów dachowych, wykonanych z drewna klasy C24 .

Osiowy rozstaw drewnianych dźwigarów pełnościennych wynosi 85 cm .

Przyjęto murłatę z drewna sosnowego klasy C24 o wymiarach $b \times h = 12 \times 12$ cm mocowaną do ściany budynku za pomocą kotew stalowych (co 100,0 cm). Od strony frontowej krokwie dachu należy opierać na płatew stalowej z dwóch ceowników [200. Płatew stalową należy oprzeć na słupach stalowych z dwuteowników typu HEB 200 . Połączenie dachowe kryta jest płytami OSB o gr. 25,0 mm. Całość pokryta winna być papą termozgrzewalną. .

2. Wieńce

Na ścianach zewnętrznych oraz wewnętrznych należy wykonać wieńce stropowe żelbetowe o wymiarach $b \times h = 25 \times 34$ cm w poziomie stropodachu, zbrojone stalą A-III $4\varnothing 10$, strzemiona $\varnothing 6$ co 25 cm.

Wieńce zewnętrzne ocieplić styropianem, jak ściany zewnętrzne. Styropianem gr 14,0 cm.

3. Ściany zewnętrzne

Ściany zewnętrzne wykonać jako dwuwarstwowe , z bloczków gazobetonowych klasy M600 o gr. 24,0 cm ocieplone styropianem gr. 14,0 cm. Ściany murować na zaprawie cem. - wap. marki 0,75 Mpa (typu TERMOR) .

Ściany fundamentowe należy murować z bloczków betonowych, z betonu klasy B-20 .

4. Ściany wewnętrzne

Ściany nośne należy wykonać z gazobetonu klasy M600 o grubości 24,0 cm.

Ściany działowe należy wykonać z gazobetonu klasy M400 o grubości 12,0 cm. Dopuszcza się murowanie ścian działowych z cegły dziurawki klasy 75 (wg. rys. architektonicznych) na zaprawie cem. – wap. marki 0,75.

Filary obciążone dużymi siłami skupionymi należy murować z cegły pełnej klasy 150 na zaprawie cem. – wap. marki 1,2 (usytuowanie zgodnie z rysunkiem konstrukcji)

5. Nadproża i podciągi

Nad oknami i drzwiami w ścianach zewnętrznych przyjęto nadproża z prefabrykowanych belek żelbetowych typu L-19 .

Szczegółowe usytuowanie nadproży określono na rysunkach rzutów poszczególnych kondygnacji .

Podciągi i nadproża żelbetowe , betonowane na budowie , należy wykonać z betonu B-20 oraz zbroić stalą klasy A-III .Konstrukcja poszczególnych podciągów wg rysunków konstrukcyjnych . Podciągi żelbetowe winny mieć przynajmniej 30,0 cm oparcia na ścianach

z bloczków gazobetonowych (poprzez poduszki betonowe o gr. min. 10,0 cm) po każdej stronie oparcia podciągu.

6. Stropy i daszki wejściowe

Nad pomieszczeniami parteru oraz piętra przyjęto stropy prefabrykowane typu TERIWA 4,0/1 o grubości konstrukcji stropu równej 24,0 cm
Stropy i daszki przytłokowe winny być z płyty żelbetowej z betonu marki B20.
Szczegółowe usytuowanie stropów określono na rysunkach rzutów kondygnacji parteru.

7. Fundamenty

Budynek z uwagi na jego prostą, statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów, posadowiony w prostych warunkach gruntowych. Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych piasków średnich i drobnych w stanie suchym oraz okresowo stanie średniowilgotnym.

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. (Dz. U. Nr 126, poz. 839) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych.

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne i średnie (Ps) średniowilgotne. Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia łąw fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $mqf = 110 \text{ kPa}$.

Ławy fundamentowe winny być wykonane betonu marki B20, zbrojone konstrukcyjnie stalą klasy AIII - pręty podłużne oraz zbrojenie stóp fundamentowych.

W przypadku stwierdzenia podczas realizacji obiektu (nadbudowy) innych warunków geotechnicznych, należy bezwzględnie skontaktować się z autorem projektu w celu dokonania odpowiednich zmian konstrukcyjnych. Możliwe jest również dokonanie powyższych zmian, wyłącznie przez osoby z odpowiednimi uprawnieniami budowlanymi

OBLICZENIA STATYCZNE

Poz. A1.0. Stropodach nad piętrem

Przyjęto strop gęstożebrowy TERIVA 4,0/1 o rozstawie żeber stropu co 60,0 cm oraz grubości stropu równej 24 cm .

Strop ten posiada atest dopuszczenia do stosowania w budownictwie i znak bezpieczeństwa „B”.

Zebranie obciążeń

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|---------------------------------------------------------------------------|----------------------|------|----------------------|
| grubość[m.] x ciężar obj.[kN/m ³] | [kN/m ²] | wsp. | [kN/m ²] |
| Papa termozgrzewalna | 0,15 | 1,3 | 0,2 |
| Styropian ekstrudowany typ EPS 100 o średniej gr 40,0 cm 0,4 x 0,45 | 0,18 | 1,3 | 0,24 |
| płyta stropu TERIVA 4,0/1 | 2,7 | 1,1 | 3,0 |
| Tynk gipsowy gr. 1,5 cm 0,015 x 12,0 | 0,18 | 1,3 | 0,23 |
| obciążenie śniegiem | 0,72 | 1,5 | 1,08 |
| | 3,93 | | 4,75 |

Dopuszczalne obciążenia charakterystyczne jakimi może strop być obciążony , przy obciążeniu równomiernie rozłożonym wynosi 6,7 kN/m²

obciążenie charakterystyczne - $q_{ch} = 3,93 \text{ kN/m}^2$

obciążenie obliczeniowe - $q_{chdop} = 6,7 \text{ kN/m}^2$

$q_{ch} = 3,93 \text{ kN/m}^2 < q_{chdop} = 6,7 \text{ kN/m}^2$ - warunek nośności jest spełniony

Strop stropodachu betonować betonem B- 20 .

Poz. A2.0. Stropodach nad wejściem do budynku o rozp. l= 0,75 m .

Przyjęto strop żelbetowy o grubości płyty równej $h = 0,14 \text{ m}$, z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb płyty).

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|----------------------------------------------------------|----------------------|------|-----------------------|
| grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³] | [kN/m ²] | wsp. | [kN/m ² .] |
| Papa termozgrzewalna | 0,15 | 1,3 | 0,2 |
| Styropian gr 50,0 cm 0,5 x 0,45 | 0,23 | 1,3 | 0,3 |

| | | | |
|------------------------------------|-------------|-----|-------------|
| ciężar własny stropu 0,14x 24,0 | 3,36 | 1,1 | 3,7 |
| obciążenie śniegiem | 0,72 | 1,5 | 1,08 |
| RAZEM | 4,46 | | 5,28 |

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 5,5 \text{ kN/m}^2$

Dla uproszczenia obliczeń przyjęto schemat statyczny płyty jako belkę żelbetową.

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa, wolnopodparta

Długość obliczeniowa

$$l_0 = 0,75 \times 1,05 = 0,79 \text{ m.}$$

Moment maksymalny

$$M_0 = 5,5 \times 0,79^2 / 8 = 0,43 \text{ kNm}$$

Siła ścinająca

$$Q_0 = 5,5 \times 0,79 \times 0,5 = 2,17 \text{ kN}$$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto zbrojenie dolne $5 \varnothing 10$ o $F_a = 4,6 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS) na pas o szerokości 1,0 m płyty balkonu. Pręty rozdzielcze ze stali A-0 $\varnothing 6$ (lub siatka z prętów) w rozstawie co 20 cm na całej szerokości płyty stropodachu.

Strop stropodachu betonować betonem B-20.

Poz. A3.0. Stropodach nad wiatą ogrodową o rozp. l= 3,2 m.

Przyjęto stropodach drewniany – płyty OSB oparte na krokwiach drewnianych. Stropodach pokryty papą termozgrzewalną. Krokwie o rozstawie co 0,85 m

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb płyty).

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|-------------------------------------------------------------|----------------------|------|-----------------------|
| grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³] | [kN/m ²] | wsp. | [kN/m ² .] |
| Papa termozgrzewalna | 0,15 | 1,3 | 0,2 |
| Płyta OSB gr. 25,0 mm 0,025 x 5,0 | 0,13 | 1,1 | 0,14 |
| ciężar krokwi drewnianych | 0,72 | 1,1 | 0,79 |
| obciążenie śniegiem | 0,72 | 1,5 | 1,08 |
| RAZEM | 1,72 | | 2,21 |

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q_0 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Poz. A3.1. Obliczenie krokwi dachowej wiaty ogrodowej.

Przyjęto że krokwie wykonane będą z naturalnego drewna sosnowego klasy C24

Schemat statyczny

Schematem statycznym jest belka jednoprzęsłowa, wolnopodparta o rozpiętości $l = 3,2 \text{ m}$

Obliczenia sił wewnętrznych (przypodporowych) oraz reakcji podporowych

Przyjęto rozstaw dźwigarów równy 0,85 m

Siła poprzeczna (maksymalna)

$$Q = (1,0 + 0,72) \times 0,85 \times 3,2 \times 0,5 = 2,34 \text{ kN}$$

Reakcje $R_a = R_b = 2,34 \text{ kN}$

Do dalszych obliczeń przyjęto podciąg o przekroju poprzecznym równym $a \times h = 20 \times 8 \text{ cm}$

Do dalszych obliczeń przyjęto, że na podciąg będzie działało

obciążenie charakterystyczne stałe $g = 1,0 \text{ kN/m}^2$ i

użytkowe $p = 0,72 \text{ kN/m}^2$.

Średni współczynnik obciążenia stałego przyjęto $\gamma_{f,(q)} = 1,2$,

a obciążenia zmiennego $\gamma_{f,(p)} = 1,5$,

Obciążenia charakterystyczne stałe i zmienne równomiernie rozłożone na długości belki :

$$q_k = g_a = 1,0 \times 0,85 = 0,85 \text{ kN/m} = 0,85 \text{ N/mm},$$

$$p_k = p_a = 0,72 \times 0,85 = 0,61 \text{ kN/m} = 0,61 \text{ N/mm},$$

Obciążenia obliczeniowe stałe i zmienne równomiernie rozłożone na długości belki :

$$q_d = q_k \gamma_{f,(q)} = 0,85 \times 1,2 = 1,02 \text{ N/mm},$$

$$p_d = p_k \gamma_{f,(p)} = 0,61 \times 1,5 = 0,92 \text{ N/mm},$$

Obliczeniowa rozpiętość belki

$$l_d = 1,05 l = 1,05 \times 3,2 = 3,36 \text{ m} = 3360 \text{ mm},$$

największe wartości obliczeniowego momentu zginającego :

- od obciążenia stałego

$$M_{d,(g)} = 1/8 q_d l_d^2 = 1/8 \times 1,02 \times 3360^2 = 1439424 \text{ Nmm},$$

$$M_{d,(p)} = 1/8 p_d l_d^2 = 1/8 \times 0,92 \times 3360^2 = 1298304 \text{ Nmm},$$

Wskaźnik wytrzymałości i moment bezwładności przekroju belki :

$$W_y = 1/6 b h^2 = 1/6 \times 80 \times 200^2 = 533333,3 \text{ mm}^3,$$

$$I_y = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 80 \times 200^3 = 53333333,3 \text{ mm}^4,$$

Wartości charakterystyczne wytrzymałości drewna litego klasy C24 to

- na zginanie $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$,

- na ścinanie $f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$,

średni charakterystyczny współczynnik sprężystości wzdłuż włókien

$$E_{0,mean} = 11 \text{ kN/mm}^2 \text{ (Gpa)} = 11 \text{ 000 N/mm}^2,$$

Kombinacja obciążeń zawiera oddziaływania należące do różnych klas trwania obciążenia .

Współczynnik modyfikacyjny dla klas użytkowania i czasu trwania obciążenia przyjęto dla obciążeń o najkrótszym czasie trwania. Czyli przyjęto obciążenie średniotrwale dla którego

$$k_{mod} = 0,8.$$

Odpowiednie wytrzymałości obliczeniowe :

$$f_{m,d} = f_{m,k} k_{mod} / \gamma_M = 24 \times 0,8 / 1,3 = 14,77 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod} / \gamma_M = 2,5 \times 0,8 / 1,3 = 1,54 \text{ N/mm}^2,$$

Naprężenie normalne w belce

$$\sigma_{m,d} = M_{max,d} / W_y = (M_{d,(g)} + M_{d,(p)}) / W_y = (1439424 + 1298304) / 533333,3 = 5,13 \text{ N/mm}^2$$

Sprawdzenie warunku stanu granicznego nośności

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 5,13 / 14,77 = 0,35$$

Sprawdzenie warunku stanu granicznego użyteczności :

$$l_d / h = 3200 / 200 = 16 < 20$$

zatem w obliczeniach można pominąć wpływ sił poprzecznych .

ugięcia od obciążeń stałych :

- ugięcie doraźne

$$u_{m,(g)} = 5/384 q_k l_d^4 / (E_{0,mean} I_y) = 5/384 \times 0,85 \times 3200^4 / (11000 \times 53333333,3) = 1,98 \text{ mm},$$

- ugięcie końcowe

$$u_{fin,(g)} = u_{m,(g)} (1 + k_{def}) = 1,98 \times (1 + 0,6) = 3,17 \text{ mm},$$

ugięcia od obciążeń zmiennych :

-doraźne

$$u_{m,(p)} = 5/384 p_k l_d^4 / (E_{0,mean} I_y) = 5/384 \times 0,72 \times 3200^4 / (11000 \times 53333333,3) = 1,68 \text{ mm},$$

- ugięcie końcowe

$$u_{fin,(p)} = u_{m,(p)} (1 + k_{def}) = 1,68 \times (1 + 0,25) = 2,1 \text{ mm},$$

Graniczne ugięcie nowego stropu nieotynkowanego wg. PN-B-03150:2000

$$u_{net,fin} = l_d / 200 = 3200 / 200 = 16,0 \text{ mm}$$

całkowite

Całkowite ugięcie końcowe

$$u_{fin} = u_{m,(p)} + u_{fin,(p)} = 3,17 + 2,1 = 5,27 \text{ mm},$$

Przyjęto zatem prawidłowo przekrój 20 x 8 cm o rozpiętości krokwi co 0,85 cm .

Poz.A4.0 . Wieńce – w poziomie stropów

Na obrzeżach stropów , na ścianach nośnych wewnętrznych i zewnętrznych należy wykonać wieńce stropowe żelbetowe o wymiarach $b \times h = 24 \times 24 \text{ cm}$ w poziomie stropodachu zbrojone stalą StoS 4Ø10, strzemiona Ø6 co 20 cm. Beton jak w przypadku stropów , B-20 . Wieńce zewnętrzne ocieplić jak ściany zewnętrzne, styropianem gr. 14,0 cm

Poz.A6.0. Podciagi**Poz.A6.1. Podciąg podtrzymujący stropodach prefabrykowany nad parterem**

Przyjęto podciąg żelbetowy o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,35$ m., z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|------|--------------|
| grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m3] | [kN/m] | wsp. | [kN/m.] |
| Obciążenie ze stropu TERIWA 4,0/1 nad piętrzem (stropodachu) 5,23 (6,15) x (6,76 +5,16) x 0,5 | 31,2 | | 36,65 |
| ciężar wieńca żelbetowego stropodachu 0,24x0,34x24,0 | 1,96 | 1,1 | 2,15 |
| ciężar własny podciagu 0,24x0,35x24,0 | 2,02 | 1,1 | 2,22 |
| RAZEM | 35,18 | | 41,02 |

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 41,1$ kN/m

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa , wolnopodparta

Długość obliczeniowa belki

$$l_o = 3,38 \times 1,05 = 3,55 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{opod} = 41,1 \times 3,55^2 / 8 = 64,75 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_o = 41,1 \times 3,55 \times 0,5 = 72,95 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 72,95$ kN

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto w zbrojenie górą $2 \varnothing 12$ o $F_a = 2,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne $3 \varnothing 20$ o $F_a = 9,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramienne $\varnothing 6$ w rozstawie co 8,0 cm na przypodporowych częściach belki o długości po 60,0 cm , na pozostałej długości belki całej długości belki strzemiona dwuramienne $\varnothing 6$ w rozstawie co 15,0 cm

Poz.A6.2. Podciąg podtrzymujący ścianę attyki oraz strop pełny żelbetowy nad wejściem do budynku

Przyjęto podciąg żelbetowy o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,35$ m., z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

| | | | |
|--|--|--|--|
| | | | |
|--|--|--|--|

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|-------------------------------------------------------------------------|-------------|------|-------------|
| grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³] | [kN/m] | wsp. | [kN/m.] |
| Obciążenie od stropu z Poz. 1.2 1,76/2,17 | 1,76 | | 2,17 |
| Ścianka attyki o gr. 24,0 cm z gazobetonu 0,24 x 0,5 x 9,0 | 1,08 | 1,2 | 1,3 |
| tynk ceramiczny gr.0,015 m. na ścianie attyki 2 x 0,015 x 0,5 x 19,0 | 0,29 | 1,3 | 0,37 |
| Styropian gr. 14 cm 0,14 x 0,45 x 1,0 | 0,07 | 1,3 | 0,09 |
| tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciągu 0,015 x 1,0 x 19,0 | 0,29 | 1,3 | 0,37 |
| ciężar własny podciągu 0,24x0,35x24,0 | 2,02 | 1,1 | 2,22 |
| RAZEM | 5,51 | | 6,52 |

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 6,6 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa , wolnopodparta

Długość obliczeniowa belki

$$l_o = 3,42 \times 1,05 = 3,6 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{\text{opod}} = 6,6 \times 3,6^2 / 8 = 10,7 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_o = 6,6 \times 3,6 \times 0,5 = 11,9 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 11,9 \text{ kN}$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto w zbrojenie górą $2 \varnothing 12$ o $F_a = 2,2 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne $3 \varnothing 12$ o $F_a = 3,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramiennie $\varnothing 6$ w rozstawie co 20,0 cm na całej długości belki,

Poz.A6.3. Podciąg podtrzymujący ażurowe zadaszanie pergoli

Przyjęto podciąg żelbetowy o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,4 \text{ m}$, z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|--------------------------------------------------------------|--------|------|---------|
| grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³] | [kN/m] | wsp. | [kN/m.] |
| Obciążenie od drewnianych krokwi pergoli | 0,5 | 1,1 | 0,55 |
| tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciągu 0,015 x 1,2 x 19,0 | 0,34 | 1,3 | 0,44 |

| | | | |
|-----------------------------------------|------|-----|------|
| ciężar własny podciągu 0,24x0,4x24,0 | 2,3 | 1,1 | 2,53 |
| RAZEM | 3,14 | | 3,52 |

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 4,0 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa , wolnopodparta

Długość obliczeniowa belki

$$l_0 = 6,33 \times 1,05 = 6,65 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{\text{opod}} = 4,0 \times 6,65^2 / 8 = 22,1 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_0 = 4,0 \times 6,65 \times 0,5 = 13,3 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 13,3 \text{ kN}$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto wbrojenie górą $2 \varnothing 12$ o $F_a = 2,2 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne $3 \varnothing 12$ o $F_a = 3,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramiennie $\varnothing 6$ w rozstawie co $20,0 \text{ cm}$ na całej długości belki,

Poz. A6.4. Podciąg stalowy podpierający konstrukcję stropu drewnianego wiaty

Przyjęto belkę stalową ze stali hutniczej St3 z dwóch ceowników [200 o łącznych parametrach wytrzymałościowych

$$F = 2 \times 32,2 = 64,4 \text{ cm}^2, W_x = 2 \times 191 = 382 \text{ cm}^3, J_x = 2 \times 1910 = 3820 \text{ cm}^4,$$

$$m. = 2 \times 25,3 = 50,6 \text{ kg/m.} = 0,27 \text{ kN/m.}, R = 215 \text{ MPa}$$

Zebranie obciążeń

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|------------------------------------------------------|--------|------|---------|
| Grubość[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]x szer. | [kN/m] | wsp. | [kN/m.] |
| Obciążenie od płyty wiaty (2,34/0,85 = 2,75 | 2,75 | | 2,75 |
| Ciężar podciągu stalowego 0,51 | 0,51 | 1,1 | 0,56 |
| | 3,26 | | 3,31 |

Do dalszych obliczeń przyjęto $q_{\text{obl}} = 3,5 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny belka wolnopodparta

Długość obliczeniowa

$$l_0 = 5,6 \text{ m.}$$

Moment maksymalny

$$M_0 = 3,5 \times 5,6^2 / 8 = 13,7 \text{ kNm}$$

Reakcje podporowe

$$R_a = R_b = 3,5 \times 5,6 \times 0,5 = 9,8 \text{ kN}$$

Obliczenie wytrzymałości granicznej

$$\sigma = M_o / W_x < R$$

$$\sigma = 13,7 \times 10^{-3} / 3,82 \times 10^{-4} = 35,9 \text{ Mpa} < R = 215 \text{ MPa}$$

Warunek nośności granicznej jest spełniony

Sprawdzenie ugięcia

Moduł sprężystości $E = 205 \text{ Gpa}$, moduł bezwładności $J = 3820 \text{ cm}^4$

$$S = 5/384 (ql^4/EJ)$$

Po podstawieniu

$$S = 5/384 (3,5 \times 5,6^4 / 205 \times 10^6 \times 3,82 \times 10^{-5}) = 0,5 \text{ cm}$$

$$L_{dop} = 5,6 / 200 = 2,8 \text{ cm} > 0,5 \text{ cm}$$

Warunek stanu granicznego użytkowania jest spełniony

Poz.A7.0. Nadproża

Przyjęto nadproża okienne i drzwiowe z prefabrykowanych belek żelbetowych typu L-19 .
Szczegółowe usytuowanie nadproży określono na rysunkach rzutów poszczególnych kondygnacji .

Poz.A7.1. Nadproża nad oknami i drzwiami w ścianach zewnętrznych .

2 x N/120 2 x N/150 , 2 x N/210

Poz.A7.2. Nadproża nad drzwiami w ścianach wewnętrznych .

2x N/120

Poz.A7.3. Nadproże podtrzymujący ażurowe zadaszenie pergoli nad oknem tarasowym

Przyjęto nadproże żelbetowe o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,4 \text{ m}$. , z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|----------------------------------------------------------------|--------|------|---------|
| grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³] | [kN/m] | wsp. | [kN/m.] |
| Obciążenie od drewnianych krokwi pergoli | 0,5 | 1,1 | 0,55 |
| Ściana zewnętrzna o gr. 24,0 cm z gazobetonu 0,24 x 0,24 x 9,0 | 0,52 | 1,2 | 0,63 |
| tynk ceramiczny gr.0,015 m. na ścianie 2 x 0,015 x 0,5 x 19,0 | 0,29 | 1,3 | 0,37 |
| Styropian gr. 14 cm 0,14 x 0,45 x 1,0 | 0,07 | 1,3 | 0,09 |

| | | | |
|-------------------------------------------------------------|-------------|-----|-------------|
| ciężar wieńca żelbetowego stropodachu 0,24x0,34x24,0 | 1,96 | 1,1 | 2,15 |
| tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciagu 0,015 x 1,2 x19,0 | 0,34 | 1,3 | 0,44 |
| ciężar własny podciagu 0,24x0,4x24,0 | 2,3 | 1,1 | 2,53 |
| RAZEM | 5,98 | | 6,76 |

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 7,0 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa , wolnopodparta

Długość obliczeniowa belki

$$l_0 = 6,5 \times 1,05 = 6,83 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{\text{opod}} = 7,0 \times 6,83^2 / 8 = 40,8 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_0 = 7,0 \times 6,83 \times 0,5 = 23,9 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 23,9 \text{ kN}$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto w zbrojenie górą $2 \varnothing 12$ o $F_a = 2,2 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne $2 \varnothing 20$ o $F_a = 6,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramienne $\varnothing 6$ w rozstawie co 20,0 cm na całej długości belki,

Poz.A7.4. Nadproże nad oknem frontowym

Przyjęto nadproże żelbetowe o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,25 \text{ m}$, z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

| Warstwa | q_n | n | q_o |
|---------------------------------------------------------------------|-------------|------|------------|
| grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m3] | [kN/m] | wsp. | [kN/m.] |
| Ściana zewnętrzna o gr. 24,0 cm z gazobetonu 0,24 x 1,0 x 9,0 | 2,16 | 1,2 | 2,6 |
| tynk ceramiczny gr.0,015 m. na ścianie 2 x 0,015 x 1,3 x19,0 | 0,35 | 1,3 | 0,46 |
| Styropian gr. 14 cm 0,14 x0,45 x 1,6 | 0,12 | 1,3 | 0,15 |
| ciężar wieńca żelbetowego stropodachu 0,24x0,34x24,0 | 1,96 | 1,1 | 2,15 |
| tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciagu 0,015 x 0,7 x19,0 | 0,2 | 1,3 | 0,26 |
| ciężar własny podciagu 0,24x0,25x24,0 | 1,44 | 1,1 | 1,58 |
| RAZEM | 6,23 | | 7,2 |

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 7,2 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa , wolnopodparta

Długość obliczeniowa belki

$$l_0 = 2,85 \times 1,05 = 3,0 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy $M_{\text{opod}} = 7,2 \times 3,0^2/8 = 8,1 \text{ kNm}$

Maksymalna siła ścinająca $Q_0 = 7,2 \times 3,0 \times 0,5 = 10,8 \text{ kN}$

Reakcja na ścianie $R = 10,8 \text{ kN}$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto wbrojenie górą $2 \text{ } \varnothing 12$ o $F_a = 2,2 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne $2 \text{ } \varnothing 12$ o $F_a = 6,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramiennie $\varnothing 6$ w rozstawie co $20,0 \text{ cm}$ na całej długości belki,

Poz.A8.0. Słupy i trzpienie

Poz.A8.1. Słup podpierający dźwigar stalowy

Słup obciążony jest reakcją z podciągu stalowego z poz. 6,4 równą $R = 9,8 \text{ kN}$.

Przyjęto słup z profilu hutniczego, a mianowicie z dwuteownika HEB160

Słup winien mieć przyspawaną stopę słupa wykonaną z blachy stalowej gr. $8,0 \text{ mm}$ o wymiarach $20,0 \times 20,0 \text{ cm}$. Stopa oparta na stopie fundamentowej

Głowica słupa oraz jego stopa winna być spawana spoinami pachwinowymi o grubości $a = 6,0 \text{ mm}$ (obwodowymi – ciągłymi) .

Poz. A9.0.Fundamenty

Budynek z uwagi na jego prostą , statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-jej kategorii obiektów , posadowiony w prostych warunkach gruntowych . Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych piasków średnich i drobnych w stanie suchym oraz okresowo stanie średniowilgotnym .

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. (Dz. U. Nr 126 , poz. 839) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych .

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne i średnie (Ps) średniowilgotne . Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia łąw fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $m_{qf} = 110 \text{ kPa}$.

W przypadku stwierdzenia podczas realizacji obiektu (nadbudowy) innych warunków geotechnicznych, należy bezwzględnie skontaktować się z autorem projektu w celu dokonania odpowiednich zmian konstrukcyjnych . Możliwe jest również dokonanie powyższych zmian , wyłącznie przez osoby z odpowiednimi uprawnieniami budowlanymi

Poz. A9.1 Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną – nośną (os C-C) .

Do obliczeń przyjęto łąwę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary łąwy przyjęto wstępnie $b \times h = 60 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

| RODZAJ OBCIĄŻENIA | q_0 [kN/m.] |
|-------------------------------------------------------------|---------------|
| z konstrukcji stropodachu poz. .1.1 6,15 x 6,76x0,5 | 20,8 |
| ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x (2,8 +0,7) x 14,0x1,1 | 24,9 |
| wieniec żelbetowy 0,24x0,34x24,0x1,1 | 2,15 |
| ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2 | 5,04 |
| tynek cem.-wap. 0,015x4,2x19,0x1,3 | 1,56 |
| Tynk gipsowy 0,015x2,8x12,0x1,3 | 0,65 |
| Styropian gr. 14,0 cm 0,14x 4,2x 0,45 x 1,3 | 0,4 |
| ława fundamentowa 0,6 x 0,4 x 24,0 x 1,1 | 6,4 |
| RAZEM | 61,9 |

Potrzebna szerokość łąwy fundamentowej

$$b = 61,9 : 110 = 0,56 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto łąwę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,6 \times 0,4 \text{ m.}$
z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm .

Poz. A9.2 Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną – nośna (oś A-A).

Do obliczeń przyjęto łąwę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary łąwy przyjęto wstępnie $b \times h = 60 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

| RODZAJ OBCIĄŻENIA | q_0 [kN/m.] |
|-------------------------------------------------------------|---------------|
| z konstrukcji stropodachu poz. .1.1 6,15 x 5,16 x 0,5 | 15,9 |
| ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x (2,8 +0,7) x 14,0x1,1 | 24,9 |
| wieniec żelbetowy 0,24x0,34x24,0x1,1 | 2,15 |
| ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2 | 5,04 |
| tynek cem.-wap. 0,015x4,2x19,0x1,3 | 1,56 |

| | |
|---------------------------------------------|-----------|
| Tynk gipsowy 0,015x2,8x12,0x1,3 | 0,65 |
| Styropian gr. 14,0 cm 0,14x 4,2x 0,45 x 1,3 | 0,4 |
| ława fundamentowa 0,6 x 0,4 x 24,0 x 1,1 | 6,4 |
| RAZEM | 57 |

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 57,0 : 110 = 0,52 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,6 \times 0,4 \text{ m.}$ z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm.

Poz. A9.3 Ława fundamentowa pod ścianą wewnętrzną – nośną (oś B-B).

Do obliczeń przyjęto ławę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary ławy przyjęto wstępnie $b \times h = 70 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

| RODZAJ OBCIĄŻENIA | q_0 [kN/m.] |
|-----------------------------------------------------------------|---------------|
| z konstrukcji stropodachu poz. .1.1 6,15 x (5,16+6,76) x 0,5 | 36,7 |
| ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x 2,8 x 14,0x1,1 | 11,3 |
| wieniec żelbetowy 0,24x0,34x24,0x1,1 | 2,15 |
| ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2 | 5,04 |
| Tynk gipsowy 2x0,015x2,8x12,0x1,3 | 1,3 |
| ława fundamentowa 0,7 x 0,4 x 24,0 x 1,1 | 7,4 |
| RAZEM | 63,89 |

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 63,89 : 110 = 0,58 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,7 \times 0,4 \text{ m.}$ z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm.

Poz. A9.4 Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną – samonośną (os 1-1, 2-2, 3-3, 4-4).

Do obliczeń przyjęto ławę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary ławy przyjęto wstępnie $b \times h = 40 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

| RODZAJ OBCIĄŻENIA | $q_0[\text{kN/m.}]$ |
|-------------------------------------------------------------|---------------------|
| ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x (2,8 +0,7) x 14,0x1,1 | 24,9 |
| wieniec żelbetowy 0,24x0,34x24,0x1,1 | 2,15 |
| ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2 | 5,04 |
| tynk cem.-wap. 0,015x4,2x19,0x1,3 | 1,56 |
| Tynk gipsowy 0,015x2,8x12,0x1,3 | 0,65 |
| Styropian gr. 14,0 cm 0,14x 4,2x 0,45 x 1,3 | 0,4 |
| ława fundamentowa 0,4 x 0,4 x 24,0 x 1,1 | 4,3 |
| RAZEM | 40 |

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 40,0 : 110 = 0,36 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,4 \times 0,4 \text{ m.}$

z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm .

Poz.A9.5. Stopa pod filar murowany .

Do wstępnych obliczeń przyjęto stopę fundamentową, żelbetową o wymiarach

$$a \times b \times h = 80 \times 80 \times 40 \text{ cm}$$

Stopa fundamentowa obciążona jest siłą od filara murowanego podtrzymującego podciąg z poz.6,3 :

$$\text{Pionowa siła } P = 13,3 \text{ kN} \times 1,5 = 20,0 \text{ kN}$$

$$\text{Moment przypadkowy } M_p = 1,0 \text{ kNm}$$

Zebranie obciążeń pionowych :

| RODZAJ OBCIĄŻENIA | $q_0[\text{kN/m.}]$ |
|-------------------|---------------------|
|-------------------|---------------------|

| | |
|------------------------------------------|------|
| obc. z poz. 6,3. | 20,0 |
| stopa fundamentowa 0,8x0,8x0,4x24,0x1,1. | 6,8 |
| RAZEM | 26,8 |

Obliczenia przeprowadzono metodą komputerową

Ostatecznie przyjęto stopę fundamentową o wymiarach $a \times b \times h = 0,8 \times 0,8 \times 0,4$ m. z betonu B-20 , zbrojoną stalą (siatką) A-III 6 $\varnothing 10$ w obydwu kierunkach , co 20 cm .

Poz.A9.6. Stopa pod słup stalowy .

Do wstępnych obliczeń przyjęto stopę fundamentową, żelbetową o wymiarach $a \times b \times h = 70 \times 70 \times 40$ cm

Stopa fundamentowa obciążona jest siłą od filara murowanego podtrzymującego podciąg z poz.6,4 :

Pionowa siła $P = 9,8 \text{ kN} \times 1,5 = 14,7 \text{ kN}$

Moment przypadkowy $M_p = 1,0 \text{ kNm}$

Zebranie obciążeń pionowych :

| RODZAJ OBCIĄŻENIA | q_0 [kN/m.] |
|------------------------------------------|---------------|
| obc. z poz. 6,4. | 14,7 |
| stopa fundamentowa 0,7x0,7x0,4x24,0x1,1. | 5,17 |
| RAZEM | 19,87 |

Obliczenia przeprowadzono metodą komputerową

Ostatecznie przyjęto stopę fundamentową o wymiarach $a \times b \times h = 0,7 \times 0,7 \times 0,4$ m. z betonu B-20 , zbrojoną stalą (siatką) A-III 6 $\varnothing 10$ w obydwu kierunkach , co 20 cm .

10.0 **Opinia geotechniczna**

Budynek z uwagi na jego prostą, statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów, posadowiony w prostych warunkach gruntowych . Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych piasków średnich (Ps) i drobnych (Pd) w stanie suchym oraz okresowo w stanie średniowilgotnym .

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27.04.2012 r. (Dz. U. z dnia 27.04.2012, poz. 463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych .

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne (Pd) oraz średnie (Ps) średniowilgotne . Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia łąw fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $m_{qf} = 110 \text{ kPa}$.

Roboty ziemne i fundamentowe należy prowadzić zgodnie z normą PN-68/B-06050 „Roboty ziemne budowlane. Wymagania w zakresie wykonania i badania przy odbiorze” oraz normą PN-81/B-03020 „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie”.

W przypadku wystąpienia w poziomie projektowanego posadowienia fundamentów gruntu nienośnego (np. gleba lub nasyp niekontrolowany jak gruz, kamienie itp.) należy go wybrać do poziomu stropu gruntu nośnego i w tym miejscu ułożyć warstwę piasku grubego lub średniego. Warstwę tego gruntu należy odpowiednio zagęścić mechanicznie pod nadzorem osoby kierującej posiadającej obowiązujące uprawnienia budowlane, w taki sposób, aby warstwa nowego ułomnego gruntu uzyskała wskaźnik zagęszczenia $I_s = 0,9$.