

Spis zawartości:

I. OPIS TECHNICZNY

1. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA	3
2. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	3
3. WARUNKI GEOLOGICZNE I HYDROGEOLOGICZNE.....	3
4. DANE PODSTAWOWE.....	4
5. OPIS TECHNICZNY.....	4
5.1. OGÓLNY OPIS BUDYNKU	4
5.2. FUNDAMENTY.....	4
5.3. ŚCIANY NOŚNE.....	6
5.4. ŚCIANY DZIAŁOWE.....	6
5.5. STROPY.....	6
5.6. WIEŃCE ŻELBETOWE	7
5.7. NAPROŻA	7
5.8. PRZEBICIE W BUDYNKU ISTNIEJĄCYM.....	7
5.9. BELKI ŻELBETOWE.....	8
5.10. SŁUPY I RDZENIE ŻELBETOWE.....	9
5.11. KONSTRUKCJA DACHU.....	9
5.12. FUNDAMENTY I KONSTRUKCJA ŚCIANY ZEWNĘTRZNEJ POCHYLNI	11
4. DANE MATERIAŁOWE.....	11
5. UWAGI KOŃCOWE	11
6. EKSPERTYZA TECHNICZNA OKREŚLAJĄCA STAN TECHNICZNY BUDYNKU PRZYLEGŁEGO (ISTNIEJĄCEGO) I OCENA MOŻLIWOŚCI BUDOWY PROJEKTOWANEGO BUDYNKU.	12
7. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE.....	13
7.1. Dane założeniowe.....	13
7.2. Zestawienie obciążeń	13
7.2.1. Obciążenie śniegiem	13
7.2.2. Obciążenie wiatrem	14
7.2.3. Obciążenia ze stropodachów i dachu	15
7.3. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.....	15
7.3.1. FUNDAMENTY	15
7.3.1.1. Dane założeniowe.....	15
7.3.1.2. Ława fundamentowa łF-1	16
7.3.1.3. Stopa fundamentowa SF-1	17
7.3.2. Belka Bż-1.1.....	18
7.3.3. Belka Bż-2.....	20
7.3.4. Płyta stropowa Pż-1.5	24
7.3.5. Konstrukcja dachu.....	25

II. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

NR RYS.	TYTUŁ RYSUNKU	FORMAT
K.01	Rzut fundamentów	A2
K.02	Rzut przyziemia	A2
K.03	Rzut konstrukcji dachu	A2
K.04	Przekrój A-A	A3+
K.05	Widok B-B	A3+
K.06	Nadproże Ns-1	A4

1. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt budowlany z zakresu konstrukcji dla budowy budynku świetlicy wiejskiej na działce o nr ewid. 579 w miejscowości Czostków, gmina Krasocin.

Do zakresu opracowania należy również ekspertyza techniczna określająca stan techniczny budynku przyległego (istniejącego) i ocena możliwości budowy projektowanego budynku.

2. PODSTAWA OPRACOWANIA

Podstawą wykonania konstrukcji jest:

- [1] Projekt budowlany architektury,
- [2] Projekt archiwalny:
Projekt budowlany rozbudowy budynku Szkoły Podstawowej w Czostkowie.
- [3] Obowiązujące normy i przepisy,
- [4] Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. – Prawo budowlane
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, z późniejszymi zmianami

3. WARUNKI GEOLOGICZNE I HYDROGEOLOGICZNE

Dla realizacji zadania, biorąc pod uwagę dokumentację archiwalną, przyjęto w poziomie posadowienia grunty mineralne rodzime spoiste plastyczne o $I_L \leq 0,44$ o naprężeniach dopuszczalnych $\sigma_{dop} = 150$ kPa.

Wykop należy odebrać przez uprawnionego geologa.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012r. poz. 463), określa się I kategorię geotechniczną obiektu, przy prostych warunkach gruntowych.

4. DANE PODSTAWOWE

Strefa obciążenia śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 (PN-EN 1991-1-3/NA)	3
Strefa obciążenia wiatrem wg PN-B-020111:1977/Az1 (PN-EN 1991-1-4/NA)	I (1)
Umowna głębokość przemarzania gruntu wg PN-81/B-03020	1,0 m
Kategoria geotechniczna obiektu	I
Przybliżona wysokość nad poziomem morza	280,0 m n.p.m.

5. OPIS TECHNICZNY

5.1. OGÓLNY OPIS BUDYNKU

Budynek parterowy z nieużytkowym poddaszem. Budynek zaprojektowany w technologii tradycyjnej. Budynek posadowiony bezpośrednio na gruncie rodzimym. Fundamenty w postaci żelbetowych ław i stóp. Ściany zewnętrzne murowane z pustaków ceramicznych grubości 25cm lokalnie wzmocnione żelbetowymi rdzeniami. Ściany działowe z płyt gipsowo-kartonowych na ruszcie stalowym oraz murowane. Stropy żelbetowe monolityczne. Belki nośne żelbetowe monolityczne. Nadproża żelbetowe monolityczne oraz prefabrykowane systemowe. Wieńce żelbetowe. Dach dwuspadowy drewniany krokwiowy pokryty blachą dachówkową.

5.2. FUNDAMENTY

Projektowane fundamenty posadowić na poziomie minimum 1,00m poniżej projektowanego poziomu terenu przy budynku. Poziom posadowienia projektowanych fundamentów należy dostosować do poziomu posadowienia fundamentów istniejącego budynku. Fundamenty wykonać z betonu C25/30.

Żelbetowe ławy fundamentowe monolityczne o szerokości 60 cm i wysokości 30 cm. Zbrojenie ławy w postaci „wieńca” z czterech prętów ϕ 12 mm. Strzemiona ϕ 6mm co max. 30 cm. W narożach zastosować dodatkowe pręty w kształcie litery L o symetrycznych bokach długości min. 60 cm. Zbrojenie podłużne łączyć na zakład, długość zakładów min. 60 cm. Minimalne otulenie zbrojenia 5 cm od strony betonu podkładowego oraz 2,5 cm na pozostałych powierzchniach.

Stopa fundamentowa **SF-1** o wymiarze w rzucie 2,10 m x 2,25 m i wysokości 0,40 m. Zbrojenie fundamentu dołem w obu kierunkach ϕ 12 mm co 18 cm.

Stopa fundamentowa **SF-2** o wymiarze w rzucie 1,40 m x 1,40 m i wysokości 0,30 m. Zbrojenie fundamentu dołem w obu kierunkach ϕ 12 mm co 19 cm.

Stopa fundamentowa **SF-3** o wymiarze w rzucie 1,20 m x 0,90 m i wysokości 0,30 m. Zbrojenie fundamentu dołem w obu kierunkach ϕ 12 mm co 17 cm.

Projektowane fundamenty należy połączyć z fundamentami istniejącymi na pręty wklejane. Z fundamentów należy wyprowadzić zbrojenie startowe dla rdzeni i słupów. Szczegóły zbrojenia zostaną wydane w projekcie wykonawczym.

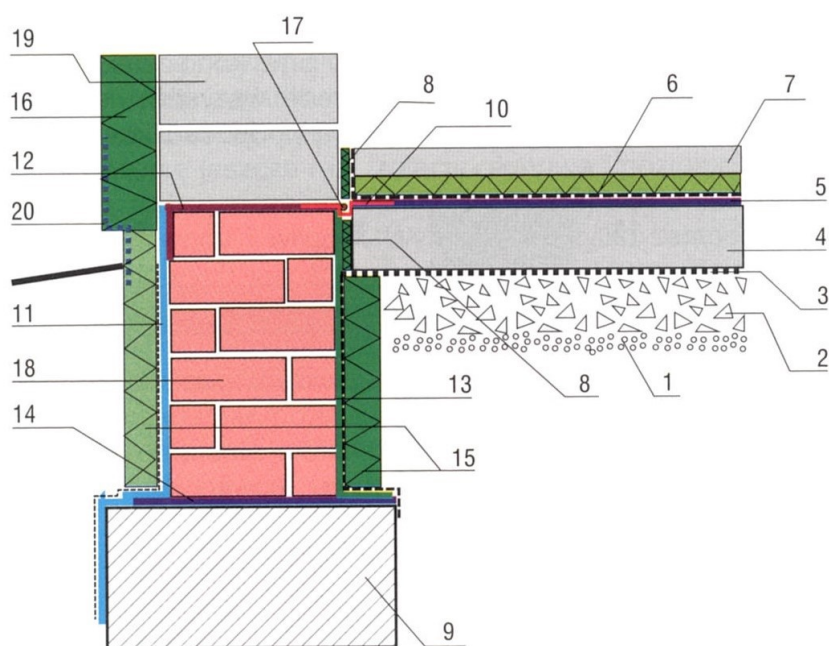
Powierzchnie fundamentów (wraz z górną powierzchnią poziomą ław) zabezpieczyć przeciwwilgociowo poprzez wykonanie izolacji powierzchniowej z elastycznej emulsyjnej powłoki bitumicznej np. Sika Igolflex-201. Powierzchnię pionową ścian fundamentowych

zabezpieczyć izolacją przeciwwilgociową zarówno po stronie zewnętrznej jak i wewnętrznej. Na styku ławy fundamentowej i ściany fundamentowej zastosować fasety – jako element systemu izolacji.

Należy zachować ciągłość izolacji poziomej ułożonej na płycie nośnej posadzki oraz izolacji poziomej i pionowej ściany fundamentowej. Na styku izolacji ściany fundamentowej i płyty posadzki należy zastosować odpowiednie taśmy izolacyjne zabezpieczające przed rozszczelnieniem izolacji. Izolacje muszą zostać wykonane z materiałów wzajemnie kompatybilnych tzn. umożliwiających pewne i szczelne wzajemne ich połączenie. Zaleca się wykonanie izolacji przeciwwilgociowej płyty nośnej posadzki w tym samym systemie jaki zostanie zastosowany na izolację fundamentów.

Zwraca się również uwagę, iż izolację przeciwwilgociową pionową fundamentów należy wyprowadzić ponad poziom terenu na min 30cm tak aby zabezpieczyć konstrukcję przed wilgocią od tzw. wody rozbryzgowej. Pod poziomem terenu na izolację termiczną należy zastosować płyty styroduru zabezpieczone przed uszkodzeniami mechanicznymi poprzez zastosowanie folii kubełkowej.

↓ Schemat wykonania izolacji przeciwwilgociowej ↓



Obciążenie wilgocią i niezalegającą wodą opadową – przykładowe wykonstruowanie izolacji budynku niepodpiwniczonego

1 – podsypka z ubitego piasku, 2 – żwir płukany, 3 – warstwa ochronna z membrany kubelkowej lub folii PE, 4 – płyta betonowa, 5 – izolacja podposadzkowa z masy KMB lub szlamu uszczelniającego, 6 – termoizolacja posadzki, 7 – jastrych posadzkowy, 8 – dylatacja obwodowa, 9 – ława fundamentowa, 10 – taśma uszczelniająca, 11 – hydroizolacja pionowa z masy KMB lub szlamu uszczelniającego, 12 – izolacja pozioma pod ścianami parteru, 13 – dodatkowa izolacja wewnętrzna ściany fundamentowej z masy KMB lub szlamu uszczelniającego, 14 – izolacja pozioma ław fundamentowych ze szlamu uszczelniającego lub masy KMB, 15 – płyty termoizolacyjne, 16 – ocieplenie części nadziemnej metodą lekką mokrą, 17 – sznur wypełniający, 18 – ściana fundamentowa, 19 – ściana parteru, 20 – zabezpieczenie części cokołowej (np. przez okładzinę ceramiczną lub hydrofobizację)

Uwaga: materiały hydroizolacyjne dobierać tak, aby nie wystąpiła konieczność nakładania materiału mineralnego na bitumiczny. W zależności od obciążeń, stosowanych materiałów i wytycznych producenta może dodatkowo zaistnieć konieczność gruntowania podłoża lub stosowania wkładek ochronno-wzmacniających. Gdy izolacja (12) i/lub (13) wykonana jest z papy, w celu połączenia jej z izolacjami: podposadzkową oraz pionową konieczne są dodatkowe zabiegi

Uwagi do prac ziemnych w przypadku występowania w poziomie posadowienia gruntów spoistych (np. gliny):

- Prowadząc roboty ziemne należy dno wykopów chronić przed wpływem wód opadowych i wód gruntowych,
- Wykopy fundamentowe nie mogą pozostawać otwarte, po ich wykonaniu należy natychmiast przystąpić do betonowania,
- Na czas prowadzenia robót należy wykonać rowy odwadniające (w razie potrzeby z tymczasowymi studniami), które umożliwią bieżące odprowadzenie wody deszczowej poza obszar wykopu.

5.3. ŚCIANY NOŚNE

Ściany nośne fundamentowe murowane z bloczków betonowych pełnych B20 grubości 24 cm na zaprawie klasy min. M5.

Ściany nośne ponad gruntem oraz ściany attykowe murowane z pustaków ceramicznych grubości 25 cm klasy min. 10 MPa na zaprawie klasy min. M5.

5.4. ŚCIANY DZIAŁOWE

Projektuje się ściany działowe murowane oraz ściany lekkie z płyt gipsowo-kartonowych.

Ściany działowe murowane oddzielić górą od stropu na minimum 2 cm, wypełniając przestrzeń np. pianką montażową niskosprężną.

Ściany działowe murowane przewiązać ze ścianami nośnymi np. stosując stalowe łączniki systemowe.

Układ i grubości ścian działowych zgodnie z częścią architektoniczną projektu.

5.5. STROPY

Zaprojektowano stropy monolityczne żelbetowe.

Stropy grubości 12 cm zbrojone jednokierunkowo. Zbrojenie dołem $\phi 12$ mm co 14 cm.

Zbrojenie górą w strefie podpór $\phi 12$ mm co 25 cm. Przewidziano charakterystyczne obciążenie

użytkowe stropów $1,2\text{kN/m}^2$ (poza płytą stropową Pż-1.5 gdzie charakterystyczne obciążenie użytkowe przyjęto $0,5\text{ kN/m}^2$. Przyjęto, iż na stopach położona zostanie izolacja termiczna, wylewka grubości 5 cm oraz warstwa wykończeniowa.

5.6. WIEŃCE ŻELBETOWE

Wieńce żelbetowe wykonać po całym obwodzie budynku oraz nad ścianami nośnymi wewnętrznymi. Zbrojenie dołem 2 $\phi 12$ mm. Zbrojenie górą 2 $\phi 12$ mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion. Strzemiona w rozstawie 30 cm na całej długości. Uwaga: w strefie nadproży zbrojenie zgodnie z punktem 5.7. NADPROŻA.

We wszystkich narożnikach budynku oraz na załamaniach należy zastosować dodatkowe zbrojenie prętami w kształcie litery L o symetrycznych ramionach długości min. 60 cm.

5.7. NAPROŻA

Nadproża żelbetowe monolityczne oraz prefabrykowane typu L.

Nadproża **Nż-1 i Nż-2** o przekroju poprzecznym 25 x 25 cm. Zbrojenie dołem 2 $\phi 12$ mm. Zbrojenie górą rozdzielcze 2 $\phi 12$ mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion. Strzemiona w rozstawie 16 cm na całej długości belki.

Nadproża występujące w ciągu wieńców żelbetowych – zbrojenie dołem i górą wykonać jak w wieńcach czyli 2 $\phi 12$ mm, należy przy tym zwrócić szczególną uwagę aby:

- pręty dolne były ciągłe na całej długości nadproża (bez łączeń prętów) i zakotwione na podporze,
- pręty górne były łączone mniej więcej w środku rozpiętości nadproża i aby zachować ciągłość prętów (bez łączeń prętów) w strefach nad podporami.

Strzemiona w obszarze nadproży $\phi 6$ mm co 16 cm.

Pozostałe nadproża wykonać jako prefabrykowane np. 2x Leier L19/9.

5.8. PRZEBICIE W BUDYNKU ISTNIEJĄCYM

Na styku budynku istniejącego i projektowanego w obszarze osi A projektuje się przebicie pod otwór drzwiowy. Przebicie zostanie wykonane w obszarze istniejącego okna. Po stronie budynku projektowanego zostanie wykonane nadproże żelbetowe Nż-2, natomiast po stronie budynku istniejącego będzie montowane nadproże stalowe Ns-1. Montaż nadproża musi być poprzedzony wykonaniem zamurowania części istniejącego otworu okiennego.

Nadproże stalowe Ns-1 należy zamontować w istniejącej ścianie murowanej grubości konstrukcyjnej 25 cm. Nadproże składa się z dwóch dwuteowników gorącowalcowanych IPE 140. Belki połączone ze sobą dołem płaskownikami stalowymi.

Nadproże stalowe należy osadzić przed wykonaniem wyburzeń/przemurowań w ścianie nośnej.

Poszczególne końce nadproża należy oprzeć na poduszkach z betonu B20 grubości minimum 15 cm. Głębokość oparcia belek na poduszkach betonowych 20cm. Profile nadproża należy połączyć ze sobą dołem poprzez przyspawanie przewiązek (blach) 8x100mm w rozstawie 200mm.

Prace przy montażu nadproża Ns-1 należy wykonywać w następującej kolejności:

- wykonać niezbędne замуrowania,
- wykonać gniazda pod poduszki betonowe,
- wykonać poduszki betonowe, o wymiarach i grubości jak na rysunkach, z betonu B20, pozostawić do momentu związania,
- wykonać bruzdę poziomą po jednej stronie, ułożyć na poduszkach betonowych belkę stalową nadproża owiniętą siatką podtynkową Rabbita,
- bardzo dokładnie uzupełnić przestrzeń pomiędzy górą profilu, a murem zaprawą cementową,
- identyczne czynności wykonać po drugiej stronie ściany po osiągnięciu przez zaprawę, nad już wykonaną częścią nadproża, pełnej nośności,
- przyspawać od spodu belek płaskowniki łączące,
- elementy stalowe otynkować na siatce.

Roboty rozbiórkowe w miejscu projektowanego otworu rozpocząć po kompletnym zmontowaniu nadproża i uzyskaniu przez beton poduszek i zaprawy wypełniającej przestrzeń nad belkami pełnej wytrzymałości.

Materiał elementów murowych замуrować dostosować do istniejących.

5.9. BELKI ŻELBETOWE

Belki żelbetowe monolityczne.

Belki **Bż-1.1 i Bż-1.2** jednoprzęsłowe o przekroju poprzecznym 25 x 45 cm. Zbrojenie dołem 5 $\phi 20$ mm.

Zbrojenie górą rozdzielcze 2 $\phi 12$ mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion $\phi 6$ mm. Strzemiona w rozstawie 18 cm na całej długości belki.

Belka **Bż-1.3** dwuprzęsłowa o przekroju poprzecznym 25 x 45 cm. Zbrojenie dołem 4 $\phi 12$ mm. Zbrojenie górą w strefie podpory pośredniej 4 $\phi 12$ mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion $\phi 6$ mm i prętów odgiętych. Strzemiona w strefie przypodporowej w rozstawie 23 cm w pozostałym obszarze w rozstawie 31 cm.

Belka **Bż-2** dwuprzęsłowa o przekroju poprzecznym 25 x 70 cm. Zbrojenie dołem w przęśle o rozpiętości 9,35 m to 7 $\phi 20$ mm. Zbrojenie dołem w przęśle o rozpiętości 5,10 m to 2 $\phi 12$ mm. Zbrojenie górą nad podporą pośrednią 5 $\phi 20$ mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion $\phi 6$ mm i prętów odgiętych. Strzemiona w strefie przypodporowej w rozstawie 17 cm w pozostałym obszarze w rozstawie 40 cm. **Maksymalne ugięcie belki, od ciężaru własnego konstrukcji w stanie surowym (bez warstw wykończeniowych) w środku rozpiętości przęsła rozpiętości 9,35 m wynosi 19 mm.**

Belka **Bż-3** jednoprzęsłowa o przekroju poprzecznym 25 x 50 cm. Zbrojenie dołem 4 $\phi 20$ mm. Zbrojenie górą rozdzielcze 2 $\phi 12$ mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion $\phi 6$ mm. Strzemiona w rozstawie 34 cm na całej długości belki.

Belka **Bż-4** dwuprzęsłowa o przekroju poprzecznym 25 x 50 cm. Zbrojenie dołem w przęśle o rozpiętości 9,35 m to 4 $\phi 20$ mm. Zbrojenie dołem w przęśle o rozpiętości 5,10 m to 2 $\phi 20$ mm.

Zbrojenie górą nad podporą pośrednią 4 ϕ 20 mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion ϕ 6 mm i prętów odgiętych. Strzemiona w strefie przypodporowej w rozstawie 19 cm w pozostałym obszarze w rozstawie 34 cm.

Belka **Bż-5** trzyprzęsłowa o przekroju poprzecznym 25 x 40 cm. Zbrojenie dołem w przęśle środkowym 2 ϕ 12 mm. Zbrojenie dołem w przęsłach skrajnych 4 ϕ 12 mm. Zbrojenie górą w przęśle środkowym i w nad podporami pośrednimi 4 ϕ 12 mm.

Zbrojenie górą nad podporą pośrednią 4 ϕ 20 mm. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion ϕ 6 mm i prętów odgiętych. Strzemiona w rozstawie 27 cm na całej długości belki.

Szczegóły zbrojenia zostaną wydane w projekcie wykonawczym.

5.10. SŁUPY I RDZENIE ŻELBETOWE

Słupy i rdzenie żelbetowe o przekroju 25 x 25 cm.

Słup **Sż-1** zbrojony podłużnie 4 ϕ 12 mm oraz poprzecznie strzemionami ϕ 6 mm co 18 cm, z zagęszczeniem do 9 cm na długości zakładu z prętami startowymi (wyprowadzonymi z fundamentów) oraz bezpośrednio pod belką stropową.

Rdzenie **Rż-1 i Rż-5** zbrojone podłużnie 4 ϕ 12 mm oraz poprzecznie strzemionami ϕ 6 mm co 18 cm, z zagęszczeniem do 9 cm na długości zakładu z prętami startowymi (wyprowadzonymi z fundamentów) oraz bezpośrednio pod belką stropową i wieńcem.

Rdzenie **Rż-2 i Rż-3** zbrojone podłużnie 4 ϕ 16 mm oraz poprzecznie strzemionami ϕ 6 mm co 24 cm, z zagęszczeniem do 12 cm na długości zakładu z prętami startowymi (wyprowadzonymi z fundamentów) oraz bezpośrednio pod belką stropową i wieńcem.

Rdzeń **Rż-4** zbrojony podłużnie 8 ϕ 16 mm (po 3 pręty przy każdym boku) oraz poprzecznie strzemionami ϕ 6 mm co 24 cm, z zagęszczeniem do 12 cm na długości zakładu z prętami startowymi (wyprowadzonymi z fundamentów) oraz bezpośrednio pod belką stropową.

Rdzeń **Rż-6** zbrojony podłużnie 4 ϕ 12 mm oraz poprzecznie strzemionami ϕ 6 mm co 9 cm. Pręty podłużne zakotwić w płycie stropowej na długość 60 cm.

Szczegóły zbrojenia zostaną wydane w projekcie wykonawczym.

5.11. KONSTRUKCJA DACHU

Konstrukcja dachu drewniana krokwiowa. Dach pokryty blachą dachówkową. Rozpiętość dachu w osiach podpór zewnętrznych (murłaty) 13,84 m. Rozpiętość dachu w osiach podpór pośrednich (murłaty) 6,05 m. Konstrukcja dachu oparta na ścianach zewnętrznych oraz na żelbetowych belkach Bż-4 i Bż-5 za pośrednictwem drewnianej murłaty. W linii kalenicy konstrukcja dachu podparta na płatwi kalenicowej. Płatew kalenicowa podparta słupami drewnianymi. Słupy z mieczami obustronnymi. Nachylenie konstrukcji dachu 30°.

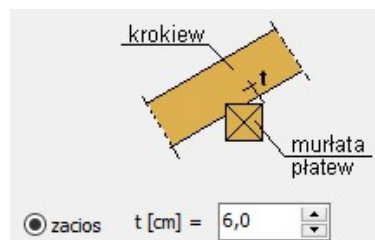
Murłatę, o przekroju 14x14 cm, mocować do wieńca na jej końcach oraz pośrednio co max. 2,0 m. Do mocowania murłaty zastosować kotwy z pręta gwintowanego M16 umieszczone w

szalunku wieńca. Kotwy wykonać jako fajkowe. Na styku wieńca z murłatą zastosować izolację poziomą w postaci np. folii fundamentowej PE grubości 1mm.

Krokiew drewniana (**Kd**) 12 x 20 cm mocowana do murłat w rozstawie co max. 90 cm. Krokwie mocować do murłaty wkrętami do drewna typu SPAX średnicy 8mm.

Uwaga:

Podcięcie krokwi pod montaż na murłacie o wysokości 6,0cm



Zestawienie przekrojów elementów drewnianych dachu:

- murłata (Md) 14 x 14 cm,
- płatew kalenicowa (Pd) 14 x 14 cm,
- krokiew (Kd) 12 x 20 cm,
- krokwie narożne (Kn) 12 x 20 cm,
- słupy (Sd) 16 x 16 cm,
- miecz (Zd) 10 x 10 cm.

Zaleca się wykonać impregnację ciśnieniową dla wszystkich elementów drewnianych oraz zabezpieczenie powierzchniowo środkiem grzybobójczy. Elementy drewniane przed zamontowaniem powinny zostać prawidłowo wysuszone (dopuszczalna wilgotność gotowych elementów 18%). Nie dopuszcza się do montażu elementów wilgotnych. Zamontowanie elementów bez ich odpowiedniego wysuszenia spowoduje ich niekontrolowane pękanie i osłabienie przekrojów drewnianych obniżając ich parametry wytrzymałościowe.

Elementy drewniane konstrukcyjne nie mogą stykać się bezpośrednio z elementami betonowymi – na wszystkich stykach pomiędzy tymi materiałami należy zastosować warstwę rozdzielającą np. z folii PE grubości 1mm.

Zwraca się uwagę, iż najlepszym rozwiązaniem na materiał dla elementów drewnianych konstrukcyjnych jest zastosowanie drewna sosnowego, suszonego komorowo i czterostronnie struganego. Dla drewna suszonego komorowo nie trzeba używać dodatkowej chemii. Zabezpieczyć należy jedynie elementy drewniane, które są narażone na oddziaływanie warunków atmosferycznych. Suszenie w wysokiej temperaturze (powyżej 60°C) eliminuje z drewna wszelkie bakterie, zarodniki grzybów i larwy owadów. Drewno pozbawione zostaje także substancji mogących stanowić dla nich pożywienia. Stąd drewno suszone komorowo uważa się za uodpornione na działanie grzybów i owadów. Dodatkowo czterostronne struganie nadaje drewnu gładką powierzchnię, w której owady niechętnie żerują. Taka powierzchnia powoduje także większą odporność elementów na działanie ognia. Przy tak przygotowanych elementach drewnianych zmniejszone jest również do minimum prawdopodobieństwo pęknięcia, skręcania i deformacji, co przy zabudowie drewna mokrego jest ogromnym problemem i wpływa bezpośrednio na obniżenie parametrów wytrzymałościowych elementów drewnianych.

5.12. FUNDAMENTY I KONSTRUKCJA ŚCIANY ZEWNĘTRZNEJ POCHYLNI

Zaprojektowano fundamenty oraz ścianę nośną pochylni jako żelbetowe monolityczne. Ściana grubości 15cm. Do ściany żelbetowej należy zamontować balustrady. Wytyczne w zakresie ukształtowania balustrad zgodnie z częścią architektoniczną projektu.

Pod pochylnię należy wybrać grunt do poziomu 1 metra poniżej poziomu terenu. Wykop zasypać warstwami 20 do 30cm gruntem niespoistym - kruszywem o granulacji 0-31,5mm. Wykończenie pochylni zgodnie z częścią architektoniczną projektu.

4. DANE MATERIAŁOWE

- Beton C25/30
- Stal zbrojeniowa prętów głównych i rozdzielczych A-IIIIN (np. B500B)
- Stal zbrojeniowa strzemion A-I (np. St3S)
- Otulina zbrojenia elementów ponad gruntem 2,0 cm
- Otulina zbrojenia fundamentów min. 5,0 cm od spodu i 2,5 cm na powierzchniach bocznych i powierzchni górnej
- Stal profilowa S235JR
- Drewno konstrukcyjne lite iglaste C24 zaimpregnowane ciśnieniowo

5. UWAGI KOŃCOWE

N/n projekt rozpatrywać łącznie z projektem architektury i pozostałymi branżami.

Wszelkie prace budowlane prowadzić pod nadzorem osób uprawnionych, posiadających uprawnienia do kierowania robotami, zgodnie z obowiązującymi normami i warunkami technicznymi wykonywania i odbioru robót budowlano-montażowych, z uwzględnieniem warunków BHP, określonych w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 27 sierpnia 2002 r., Dz. U. Nr 151, poz. 12576 oraz z dnia 06 lutego 2003 r., Dz. U. Nr 47, poz. 401.

Wszelkie istotne niezgodności stanu projektowanego ze stanem faktycznym należy zgłosić niezwłocznie do projektanta.

W projekcie przedstawiono częściowo konkretne wyroby konkretnych producentów. W zamierzeniu autora projektu ich zastosowanie nie jest i nie może być obligatoryjne, natomiast służą one jako wzorzec poglądowy. W miejsce konkretnych wyrobów można zastosować wyroby inne lub innych producentów, jednakże takie, które pod względem parametrów technicznych, gabarytowych, jakościowych i wizualnych będą adekwatne do zastosowanych w projekcie oraz będą posiadały nie gorsze parametry wytrzymałościowe.

6. EKSPERTYZA TECHNICZNA OKREŚLAJĄCA STAN TECHNICZNY BUDYNKU PRZYLEGŁEGO (ISTNIEJĄCEGO) I OCENA MOŻLIWOŚCI BUDOWY PROJEKTOWANEGO BUDYNKU.

Istniejący budynek przyległy do budynku projektowanego znajduje się w dobrym stanie technicznym.

Projektowany budynek zostanie oddylatowany od budynku istniejącego na całej wysokości, poza fundamentami. Fundamenty projektowane zostaną połączone z istniejącymi.

Należy zwrócić szczególną uwagę aby nie naruszyć naturalnej struktury gruntu – ponieważ rozluźnienie gruntu w strefie fundamentów projektowanego budynku może spowodować nierównomierne osiadanie budynku projektowanego i powiększenie się dylatacji.

Projektowana budowa:

- nie pogorszy stanu podłoża gruntowego w obszarze budynków istniejących,
- nie spowoduje zagrożeń dla bezpieczeństwa użytkowników budynków sąsiednich i nie spowoduje obniżenia ich przydatności do użytkowania.

Bezpieczeństwo użytkowania obiektów istniejących nie jest zagrożone.

W świetle powyższych danych stwierdza się, że projektowana budowa nowego budynku bezpośrednio przy budynku istniejącym jest dopuszczalna ze względów użytkowych i konstrukcyjnych.

7. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

7.1. Dane założeniowe

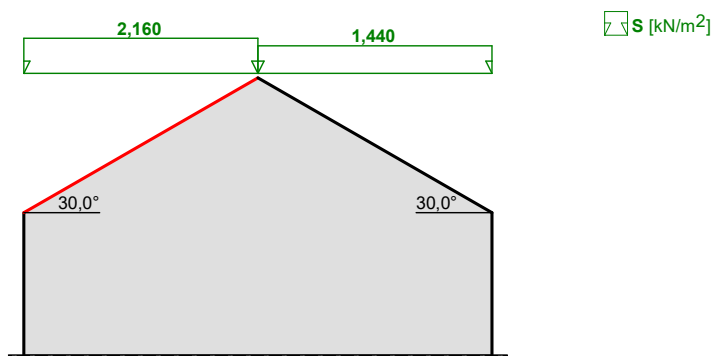
Strefa obciążenia śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 (PN-EN 1991-1-3/NA)	3
Strefa obciążenia wiatrem wg PN-B-020111:1977/Az1 (PN-EN 1991-1-4/NA)	I (1)
Umowna głębokość przemarzania gruntu wg PN-81/B-03020	1,0 m
Kategoria geotechniczna obiektu	I
Przybliżona wysokość nad poziomem morza	280 m n.p.m.

7.2. Zestawienie obciążeń

Klasa trwania obciążenia		
ciężar własny	stałe	> 10 lat
obciążenie użytkowe, śnieg	średniotrwałe	1 tydzień - 6 miesięcy
wiatr	krótkotrwałe	mniej niż 1 tydzień

7.2.1. Obciążenie śniegiem

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1



Połąć bardziej obciążona:

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
 - strefa obciążenia śniegiem 3; A = 280 m n.p.m. →
 $Q_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 1,080 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik kształtu dachu:
 - nachylenie połaci $\alpha = 30,0^\circ$
 $C_2 = 1,2 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 1,2 \cdot (60^\circ - 30,0^\circ) / 30^\circ = 1,200$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

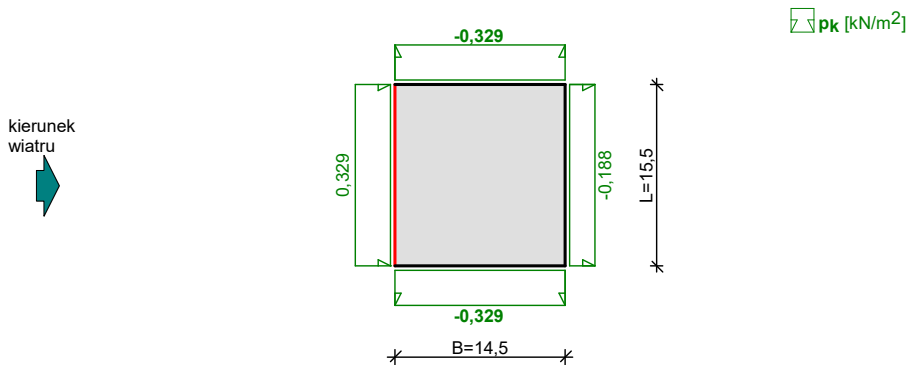
$$S_k = Q_k \cdot C = 1,200 \cdot 1,200 = \mathbf{1,440 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 1,440 \cdot 1,5 = \mathbf{2,160 \text{ kN/m}^2}$$

7.2.2. Obciążenie wiatrem

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-1



Ściana nawietrzna:

- Budynek o wymiarach: $B = 14,5 \text{ m}$, $L = 15,5 \text{ m}$, $H = 7,4 \text{ m}$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
 - strefa obciążenia wiatrem I; $H = 280 \text{ m n.p.m.} \rightarrow q_k = 300 \text{ Pa}$
 - $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
 - rodzaj terenu: A; $z = H = 7,4 \text{ m} \rightarrow C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 7,4 = 0,87$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
 - $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:
 - budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
 - $C_z = 0,7$
- Współczynnik aerodynamiczny C:
 - $C = C_z - C_w = 0,7 - 0 = 0,7$

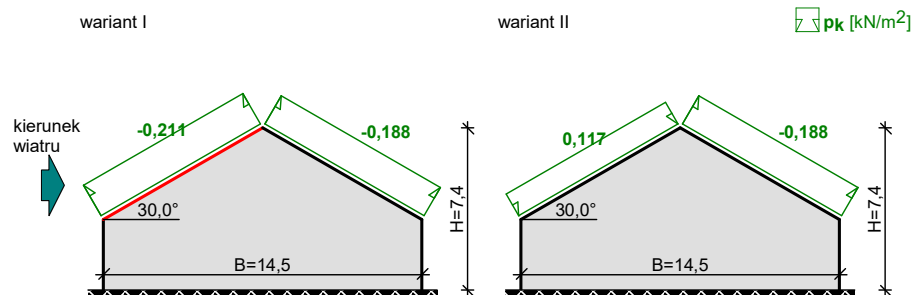
Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,87 \cdot 0,7 \cdot 1,80 = 0,329 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,329 \cdot 1,5 = 0,493 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-3



Łańc nawietrzna - wariant I:

- Budynek o wymiarach: $B = 14,5 \text{ m}$, $L = 15,5 \text{ m}$, $H = 7,4 \text{ m}$
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 30,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
 - strefa obciążenia wiatrem I; $H = 280 \text{ m n.p.m.} \rightarrow q_k = 300 \text{ Pa}$
 - $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
 - rodzaj terenu: A; $z = H = 7,4 \text{ m} \rightarrow C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 7,4 = 0,87$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
 - $\beta = 1,80$

- Współczynnik ciśnienia wewnętrzznego:
budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
 $C_z = -0,045 \cdot (40^\circ - \alpha) = -0,045 \cdot (40^\circ - 30,0^\circ) = -0,450$
- Współczynnik aerodynamiczny C:
 $C = C_z - C_w = -0,450 - 0 = -0,450$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C_s \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,87 \cdot (-0,450) \cdot 1,80 = -0,211 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,211) \cdot 1,5 = -0,317 \text{ kN/m}^2$$

7.2.3. Obciążenia ze stropodachów i dachu

Dach

Obciążenia zgodnie z obliczeniami konstrukcji dachu.

Stropodach

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Posadzka grub. 2 cm [22,000kN/m ³ ·0,02m]	0,44	1,30	--	0,57
2.	Wylewka betonowa grub. 5 cm [24,000kN/m ³ ·0,05m]	1,20	1,30	--	1,56
3.	Izolacja termiczna grub. 5 cm [0,450kN/m ³ ·0,05m]	0,02	1,30	--	0,03
4.	Tynk cementowo-wapienny grub. 1,5 cm [19,000kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
5.	Obciążenie zmienne [1,2kN/m ²]	1,20	1,40	0,50	1,68
6.	Płyta stropowa żelbetowa grub. 12 cm [25,000kN/m ³ ·0,12m]	3,00	1,10	--	3,30
Σ :		6,15	1,22	--	7,52

7.3. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

7.3.1. FUNDAMENTY

7.3.1.1. Dane założeniowe

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: **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

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

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**B500B**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

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

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

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

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

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$

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

7.3.1.2. Ława fundamentowa ŁF-1

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,60$ m $H = 0,30$ m

$B_s = 0,25$ m $e_B = 0,00$ m

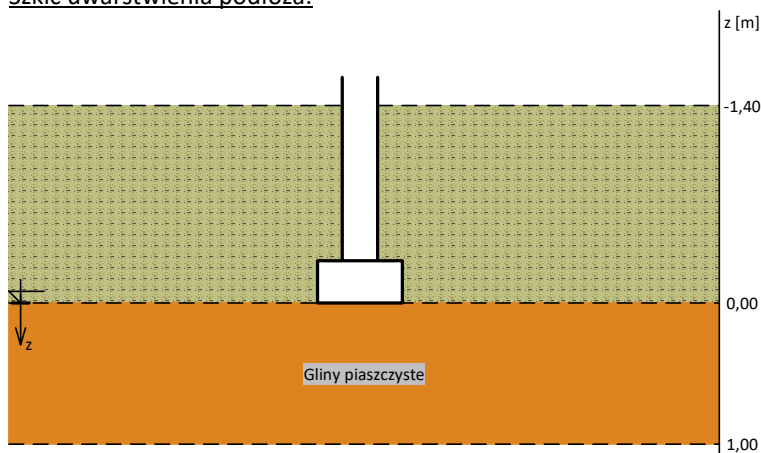
Posadowienie fundamentu:

$D = 1,40$ m $D_{\min} = 1,40$ m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny piaszczyste	1,00	nie	2,10	0,90	1,10	15,64	26,85	26459	29395

Naprężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 150,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	42,00	0,00	0,00	0,00	0,00

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 251,3$ kN/mb

$N_r = 56,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 251,3$ kN/mb = 203,5 kN/mb (27,5%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 22,8$ kN/mb

$T_r = 0,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 22,8$ kN/mb = 16,4 kN/mb (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Naprężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 93,3$ kPa

$\sigma_{\max} = 93,3$ kPa < $\sigma_{dop} = 150,0$ kPa (62,2%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 15,85 \text{ kNm/mb}$
 $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 15,8 \text{ kNm/mb} = 11,4 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Osiadanie pierwotne $s' = 0,13 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,07 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,20 \text{ cm}$
 $s = 0,20 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (19,5\%)$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,23 \text{ cm}^2/\text{mb}$
Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

7.3.1.3. Stopa fundamentowa SF-1

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

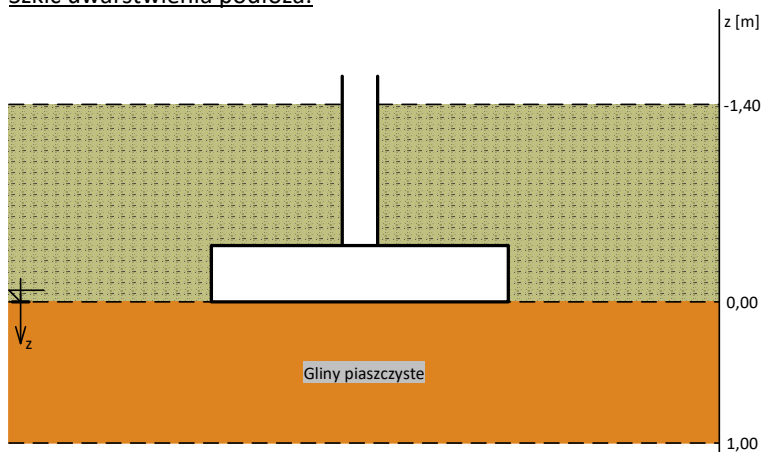
$B = 2,10 \text{ m}$ $L = 2,10 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$
 $B_s = 0,25 \text{ m}$ $L_s = 0,25 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$ $e_L = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,40 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,40 \text{ m}$
Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny piaszczyste	1,00	nie	2,10	0,90	1,10	15,64	26,85	26459	29395

Napężenie dopuszczalne dla podłoża $\sigma_{dop} [\text{kPa}] = 150,0 \text{ kPa}$

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN]	T_B [kN]	M_B [kNm]	T_L [kN]	M_L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	480,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 3003,1 \text{ kN}$

$$N_r = 630,9 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 3003,1 \text{ kN} = 2432,5 \text{ kN} \quad (25,9\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 226,2 \text{ kN}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 226,2 \text{ kN} = 162,8 \text{ kN} \quad (0,0\%)$$

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Napężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 143,1 \text{ kPa}$

$$\sigma_{\max} = 143,1 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 150,0 \text{ kPa} \quad (95,4\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00 \text{ kNm}$, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 626,18 \text{ kNm}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 626,2 \text{ kNm} = 450,8 \text{ kNm} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Osiadanie pierwotne $s' = 0,48 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,13 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,62 \text{ cm}$

$$s = 0,62 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm} \quad (61,9\%)$$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Pole powierzchni wielokąta $A = 0,89 \text{ m}^2$

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 127,1 \text{ kN}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 238,5 \text{ kN}$

$$N_{sd} = 127,1 \text{ kN} < N_{Rd} = 238,5 \text{ kN} \quad (53,3\%)$$

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 10,89 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **12 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 13,57 \text{ cm}^2$

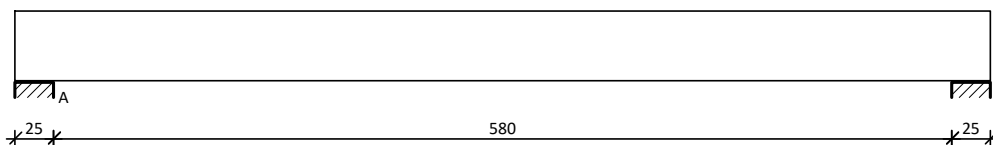
Wzdłuż boku L:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 10,89 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **12 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 13,57 \text{ cm}^2$

7.3.2. Belka Bż-1.1

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

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

Wysokość przekroju $h = 45,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

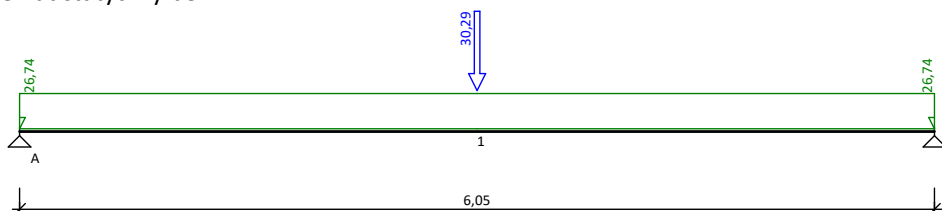
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Ciężar własny belki [0,25m·0,45m·25,0kN/m ³]	2,81	1,10	--	3,09	cała belka
2.	Posadzka grub. 2 cm i szer.3,15 m [22,000kN/m ³ ·0,02m·3,15m]	1,39	1,30	--	1,81	cała belka

3.	Wylewka betonowa grub. 5 cm i szer.3,15 m [24,000kN/m ³ ·0,05m·3,15m]	3,78	1,30	--	4,91	cała belka
4.	Izolacja termiczna grub. 5 cm i szer.3,15 m [0,450kN/m ³ ·0,05m·3,15m]	0,07	1,00	--	0,07	cała belka
5.	Tynk cementowo-wapienny grub. 1,5 cm i szer.3,15 m [19,000kN/m ³ ·0,015m·3,15m]	0,90	1,30	--	1,17	cała belka
6.	Płyta stropowa żelbetowa grub. 12 cm i szer.3,15 m [25,000kN/m ³ ·0,12m·3,15m]	9,45	1,10	--	10,40	cała belka
7.	Obciążenie zmienne (poddasza z dostępem z klatki schodowej) szer.3,15 m [1,2kN/m ² ·3,15m]	3,78	1,40	0,50	5,29	cała belka
Σ:		22,18	1,21		26,74	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F _k	x [m]	γ _f	k _d	F _d
1.	Stałe z dachu	8,83	2,90	1,20	--	10,60
2.	Śnieg z dachu	13,13	2,90	1,50	0,00	19,70

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** → $f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,52$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**B500B**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12$ mm

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 20$ mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPa

Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (B500B)

Średnica prętów $\phi = 12$ mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5$ mm

→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

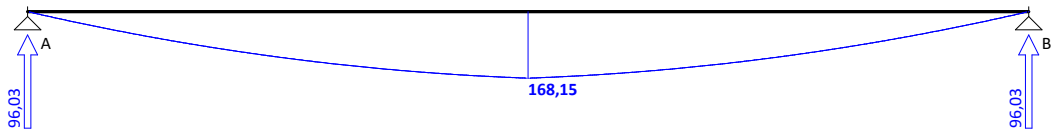
Graniczne ugięcie w przęstach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

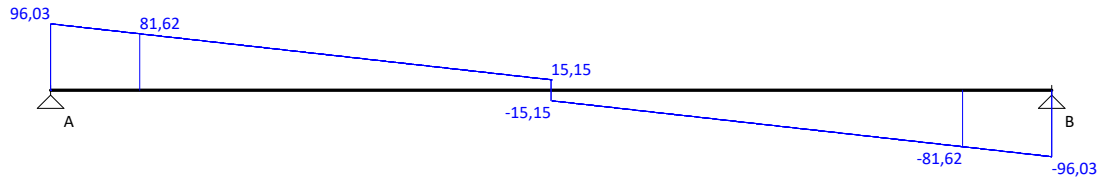
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

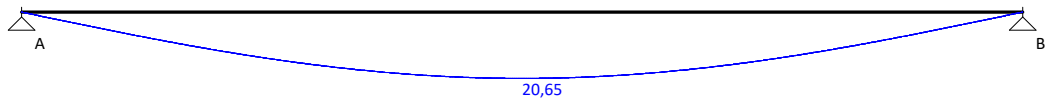
Momenty zginające [kNm]:



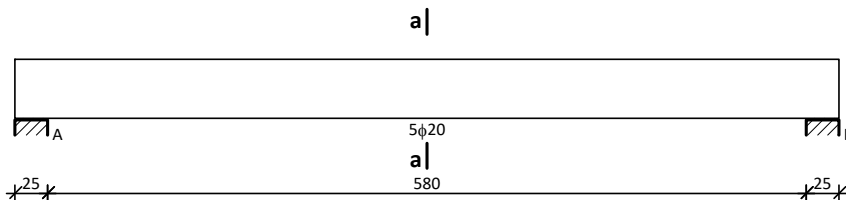
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 168,15$ kNm

Przyjęto indywidualnie dołem $5\phi 20$ o $A_s = 15,71$ cm² ($\rho = 1,52\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 168,15$ kNm < $M_{Rd} = 220,90$ kNm (76,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = 81,62$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 310 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 81,62$ kN < $V_{Rd1} = 82,49$ kN (98,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{sk} = 134,69$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 106,19$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,122$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (40,7%)

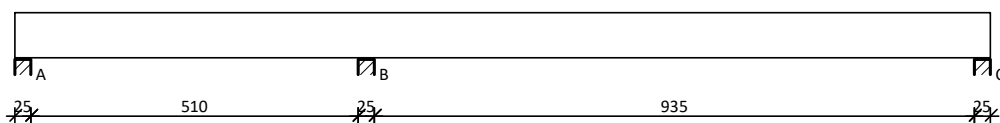
Maksymalne ugięcie od $M_{sk,lt}$: $a(M_{sk,lt}) = 20,65$ mm < $a_{lim} = 30,00$ mm (68,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{sk,lt} = 63,25$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

7.3.3. Belka Bż-2

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 70,0$ cm

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: Stałe**

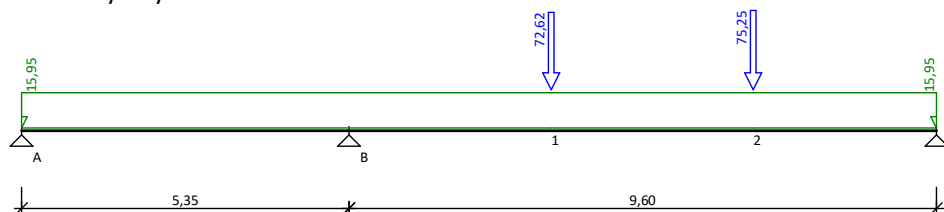
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Ze stropu Pż-1.5	9,52	1,17	--	11,14	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,70m·25,0kN/m ³]	4,38	1,10	--	4,81	cała belka
Σ :		13,89	1,15		15,95	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Bż-1.2	62,07	8,53	1,17	--	72,62
2.	Bż-1.1	64,32	11,83	1,17	--	75,25

Schemat statyczny belki



Przypadek: **P2: Użytkowe**

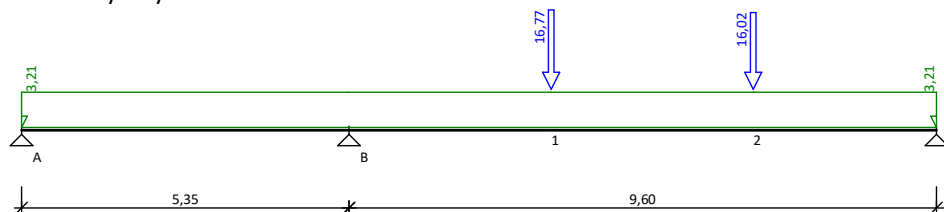
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Ze stropu Pż-1.5	2,29	1,40	0,50	3,21	cała belka
Σ :		2,29	1,40		3,21	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Bż-1.2	11,98	8,53	1,40	0,50	16,77
2.	Bż-1.1	11,44	11,83	1,40	0,50	16,02

Schemat statyczny belki

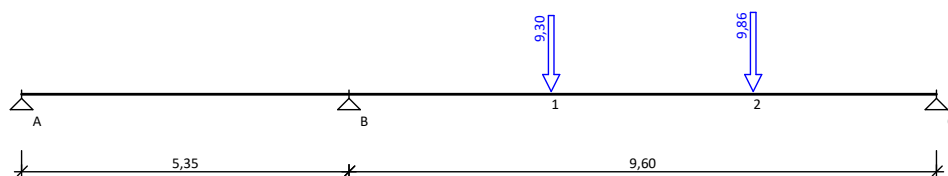


Przypadek: **P3: Śnieg**

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Bż-1.2	6,20	8,53	1,50	0,00	9,30
2.	Bż-1.1	6,57	11,83	1,50	0,00	9,86

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) → $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,68$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**B500B**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 20 \text{ mm}$

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

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (B500B)

Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

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

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$

→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

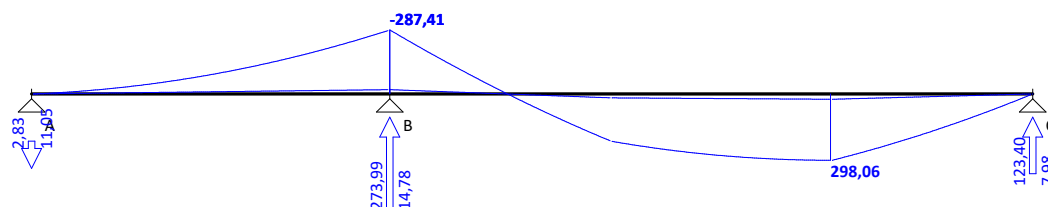
Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

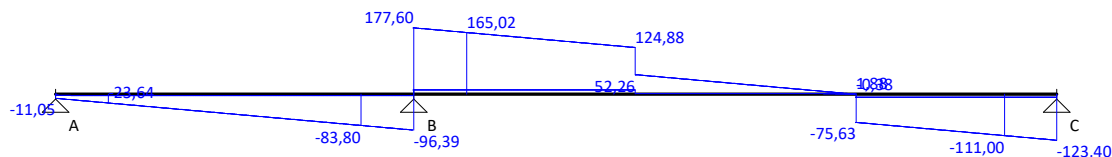
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

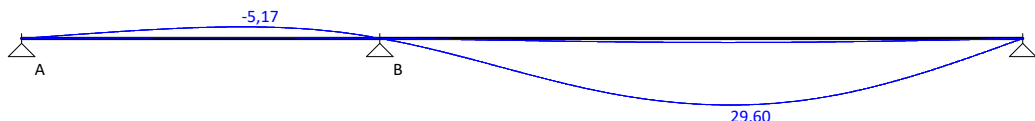
Momenty zginające [kNm]:



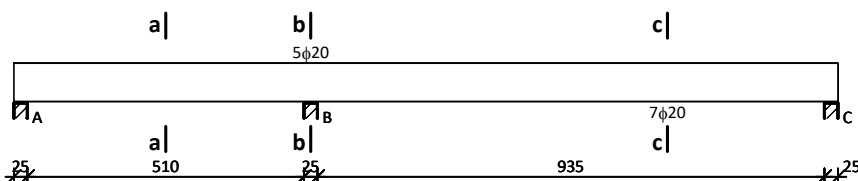
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Zbrojenie dolne w przęśle nie jest obliczeniowo potrzebne

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = (-)83,80$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi $\phi 6$ co 400 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = (-)83,80$ kN < $V_{Rd1} = 110,05$ kN (76,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{sk} = (-)247,92$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = (-)247,92$ kNm

Maksymalne ugięcie od $M_{sk,lt}$: $a(M_{sk,lt}) = (-)5,17$ mm < $a_{lim} = 5350/200 = 26,75$ mm (19,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{sk,lt} = 81,77$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{sd} = (-)287,41$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą $5\phi 20$ o $A_s = 15,71$ cm² ($\rho = 0,95\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = (-)287,41$ kNm < $M_{Rd} = 385,83$ kNm (74,5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{sk} = (-)247,92$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = (-)247,92$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,185$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (61,7%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 298,06$ kNm

Przyjęto indywidualnie dołem $7\phi 20$ o $A_s = 21,99$ cm² ($\rho = 1,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 298,06$ kNm < $M_{Rd} = 500,36$ kNm (59,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = 165,02$ kN

Zbrojenie strzemiionami dwuciętymi $\phi 6$ co 170 mm na odcinku 323,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 119,0 cm przy prawej podporze oraz co 400 mm na pozostałej części belki

Dodatkowe zbrojenie 5 prętami odgiętymi $\phi 20$ przy lewej podporze

oraz 2 prętami odgiętymi $\phi 20$ przy prawej podporze

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 165,02$ kN < $V_{Rd3} = 341,62$ kN (48,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{sk} = 256,64$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 256,64 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,144 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (47,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 29,60 \text{ mm} < a_{lim} = 9600/250 = 38,40 \text{ mm}$ (77,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 151,55 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,131 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (43,6%)

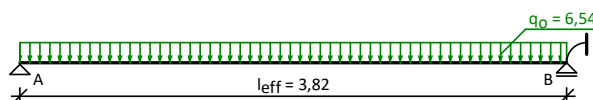
7.3.4. Płyta stropowa Pż-1.5

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia powierzchniowe $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Posadzka grub. 2 cm $[22,000\text{kN/m}^3 \cdot 0,02\text{m}]$	0,44	1,30	--	0,57
2.	Wylewka betonowa grub. 5 cm $[24,000\text{kN/m}^3 \cdot 0,05\text{m}]$	1,20	1,30	--	1,56
3.	Izolacja termiczna grub. 5 cm $[0,450\text{kN/m}^3 \cdot 0,05\text{m}]$	0,02	1,30	--	0,03
4.	Tynk cementowo-wapienny grub. 1,5 cm $[19,000\text{kN/m}^3 \cdot 0,015\text{m}]$	0,29	1,30	--	0,38
5.	Obciążenie zmienne $[0,5\text{kN/m}^2]$	0,50	1,40	0,80	0,70
6.	Płyta żelbetowa grub. 12 cm	3,00	1,10	--	3,30
Σ :		5,45	1,20		6,54

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3,82 \text{ m}$

Grubość płyty 12,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,63 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 8,94 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 8,96 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,82 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 12,48 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pęcznienia (obliczono) $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**B500B**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów nad podporą $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali A-IIIN (**B500B**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 8 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie

$a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,80 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **14,0 cm** o $A_s = 8,08 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,86\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,63 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 28,44 \text{ kNm/mb}$ (37,4%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,129 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (43,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 16,94 \text{ mm} < a_{lim} = 19,10 \text{ mm}$ (88,7%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,34 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **25,0 cm** o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,48\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 8,94 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 16,78 \text{ kNm/mb}$ (53,3%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 12,48 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 81,57 \text{ kN/mb}$ (15,3%)

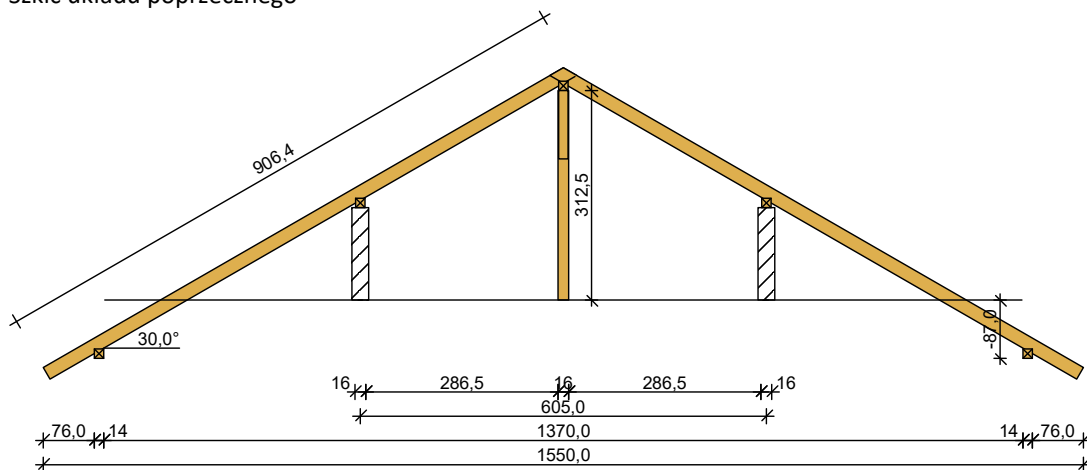
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,136 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (45,5%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze $\phi 8$ co **max.30,0 cm** o $A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$

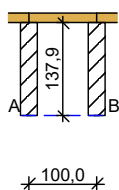
7.3.5. Konstrukcja dachu

DANE

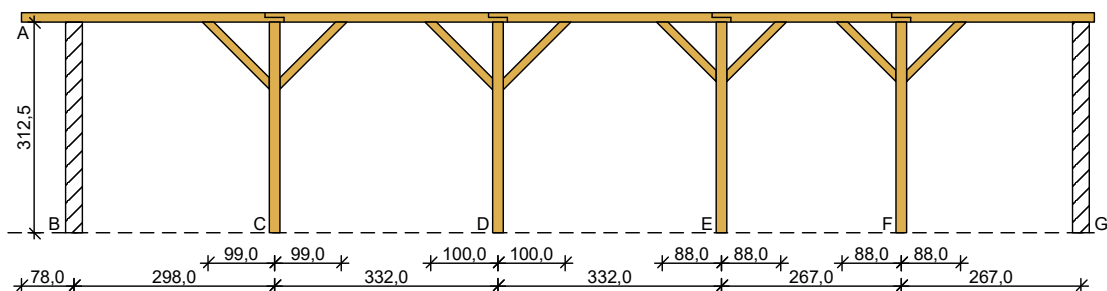
Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 15,50$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 13,70$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 6,05$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatew pośrednia o długości osiowej między murami $l = 1,00$ m

- lewy koniec płatwi oparty na murze

- prawy koniec płatwi oparty na murze

Płatew kalenicowa złożona z sześciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 0,78$ m

 - lewy koniec odcinka niepodparty (wspornik)

 - prawy koniec odcinka oparty na murze

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 2,98$ m

 - lewy koniec odcinka oparty na murze

 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,99$ m

- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,32$ m

 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,99$ m

 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 1,00$ m

- odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,32$ m

 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 1,00$ m

 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,88$ m

- odcinek E - F o rozpiętości $l = 2,67$ m

 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,88$ m

 - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,88$ m

- odcinek F - G o rozpiętości $l = 2,67$ m

 - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,88$ m

 - prawy koniec odcinka oparty na murze

Wysokość całkowita słupów pod płatew kalenicową $h_s = 3,13$ m

Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murłaty $\Delta h = -0,87$ m

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

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,80$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 12/20cm (zacios 6 cm) z drewna C24

- płatew 14/14 cm z drewna C24

- płatew kalenicowa 14/14 cm z drewna C24

- słup kalenicowy 16/16 cm z drewna C24

- murłata 14/14 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,200$ kN/m², $g_o = 0,240$ kN/m²

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 3, A=280 m n.p.m., nachylenie połaci 30,0 st.):

 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,440$ kN/m², $s_{ol} = 2,160$ kN/m²

 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,960$ kN/m², $s_{op} = 1,440$ kN/m²

 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 7,4$ m):

 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,211$ kN/m², $p_{ol I} = -0,317$ kN/m²

 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,117$ kN/m², $p_{ol II} = 0,176$ kN/m²

 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,188$ kN/m², $p_{op} = -0,282$ kN/m²

- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,500$ kN/m², $g_{ok} = 0,600$ kN/m²

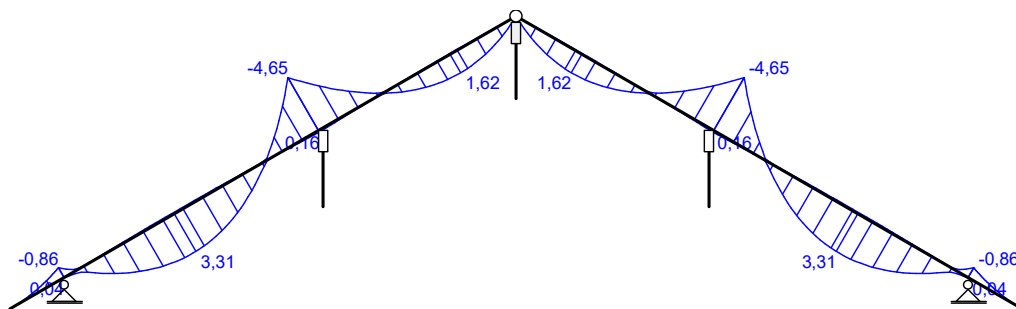
Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

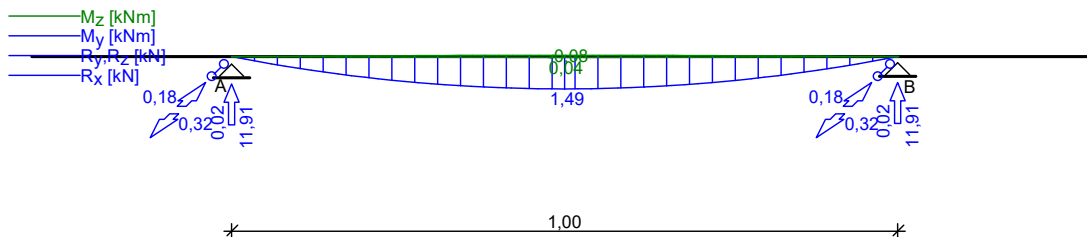
- w obliczeniach statycznych krokwi nie uwzględniono wpływu podatności płatwi

WYNIKI

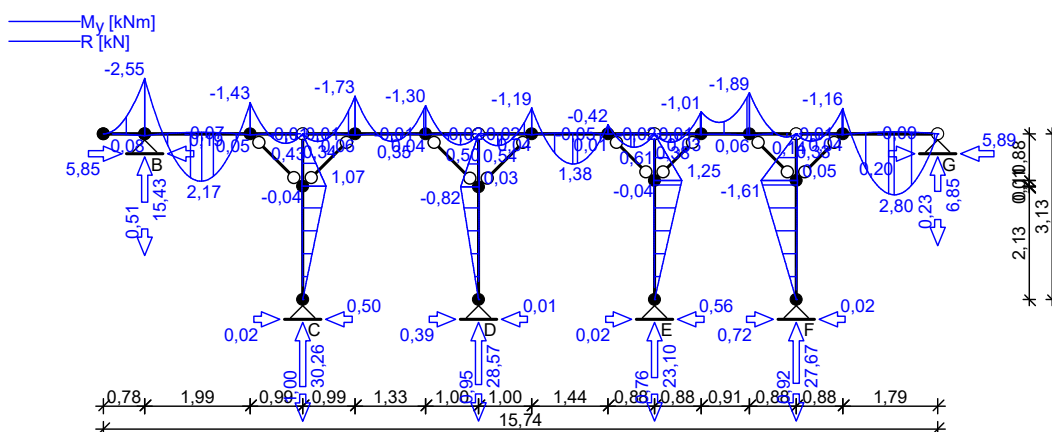
Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi kalenicowej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 12/20 cm (zacios na podporach 6 cm)

Smukłość

$\lambda_y = 77,9 < 150$

$\lambda_z = 129,8 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

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

$M_y = 3,31 \text{ kNm}$, $N = 9,64 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 4,14 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,40 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,485$, $k_{c,z} = 0,190$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,344 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,444 < 1$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$M_y = -4,65 \text{ kNm}$, $N = 7,09 \text{ kN}$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 11,86 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,804 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murtatą a płytą)

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

$$u_{fin} = 6,41 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4498 / 200 = 22,49 \text{ mm} \quad (28,5\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 4,39 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 958 / 200 = 9,58 \text{ mm} \quad (45,8\%)$$

Płatew 14/14 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 22,3 < 150$$

$$\lambda_z = 22,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,91 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,35 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$$M_y = 1,49 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,04 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 3,26 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,225 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,160 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 0,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 5,00 \text{ mm} \quad (8,4\%)$$

Płatew kalenicowa 14/14 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 22,3 < 150$$

$$\lambda_z = 22,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,38 \text{ kN/m} \quad q_{z,min} = -0,28 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek F - G)

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

$$N = 5,89 \text{ kN} \quad M_y = 2,80 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{c,0,d} = 0,30 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,y,d} = 6,12 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,415 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,291 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 3,91 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 8,95 \text{ mm} \quad (43,7\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika (odcinek A - B)

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

$$u_{fin} = 0,92 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 7,80 \text{ mm} \quad (11,8\%)$$

Słup kalenicowy 16/16 cm

Smukłość (słup E)

$$\lambda_y = 110,6 < 150$$

$$\lambda_z = 67,7 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup F)

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

$$M_y = -1,61 \text{ kNm}, \quad N = 27,67 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,36 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,257, \quad k_{c,z} = 0,607$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,485 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,298 < 1$$

Murlata 14/14 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,24 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,42 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,04 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,95 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,125 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,24 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,42 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 2,46 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,25 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 5,38 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,390 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,292 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 1,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 800 / 200 = 8,00 \text{ mm} \quad (16,3\%)$$

Przy wykonywaniu obliczeń statycznych i wymiarowania elementów korzystano z systemów komputerowego wspomaganie projektowania.

-----KONIEC OBLICZEŃ-----