

| | |
|---------------------------------------|--|
| PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI | |
|---------------------------------------|--|

Temat : Przebudowa i rozbudowa Gminnego Ośrodka Kultury
(etap II – SALA WIDOWISKOWA)

Kategoria : IX

Adres : gm. Andrespol, m. Wiśniowa Góra, ul. Tuszyńska 64,
 działka nr ew. 256/3, 259/1 obr. 0009
 Id działki:100602_2.0009.256/3, 100602_2.0009.259/1

Inwestor : GMINA ANDRESPOL,
 95-020 Andrespol, ul. Rokicińska 126

Projektant: mgr inż. Anna Zamiatnin
 upr. nr 314/90/Wł w spec. konstrukcyjno-budowlanej

Projektant
sprawdzający: Ewa Widawska-Lefik
 upr. nr 147/85/Wł w spec. konstrukcyjno-budowlanej

SPIS ZAWARTOŚCI

1. Opis techniczny
2. Załącznik nr 1. Wyciąg z obliczeń statycznych
3. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego
4. Rysunki

| | |
|---------------|---|
| Rys. nr K.1. | Schemat fundamentów |
| Rys. nr K.2. | Fundamenty – zbrojenie |
| Rys. nr K.3. | Schemat konstrukcji parteru |
| Rys. nr K.4. | Rdzenie i słupy parteru |
| Rys. nr K.5. | Schemat stropu sceny |
| Rys. nr K.6. | Schemat konstrukcji dachu nad salą |
| Rys. nr K.7. | Wieńce ;W-1, W-2, W-3, W-4 |
| Rys. nr K.8. | Akcesoria As-1 – As-6 |
| Rys. nr K..9. | Elementy drewniane dachu nad salą |
| Rys. nr K.10. | Rozkład blach trapezowych na dachu Sali |

OPIS DO PROJEKTU KONSTRUKCJI PRZEBUDOWY, ROZBUDOWY I NADBUDOWY GMINNEGO OŚRODKA KULTURY W WIŚNIOWEJ GÓRZE GM. ADRESPOL PRZY UL. TUSZYŃSKIEJ 64 – SALA WIDOWISKOWA

1. OPIS OGÓLNY

Sala widowiskowa stanowi integralną część budynku Gminnego Ośrodka Kultury w Wiśniowej Górze. Budynek przeznaczony jest do remontu i modernizacji. Przebudowa Sali widowiskowej stanowi II etap inwestycji

Budynek był wielokrotnie przebudowywany i rozbudowywany. Jest dwukondygnacyjny, zrealizowany w technologii tradycyjnej z elementami prefabrykowanymi – płytami kanałowymi. zastosowanymi w ostatniej rozbudowie. Ściany są murowane, stropy różnorodne (zależnie od etapu inwestycji prowadzonych w budynku): stropy Kleina, stropy z płyt ŁPS na belkach stalowych, z prefabrykowanych płyt kanałowych. Budynek przykryty jest stropodachem na stropach betonowych oraz stropie belkowym drewnianym nad częścią frontową.

Sala widowiskowa jest parterowa , niepodpiwniczona, przybudowana do piętrowej części frontowej budynku GOK. Ściany są murowane z cegły ceramicznej. Konstrukcja dachu jest drewniana, pokrycie z papy na deskowaniu pełnym.

Sala widowiskowa w całości przeznaczona jest do przebudowy. Dach oraz ściany nie powiązane z pozostałą częścią obiektu przeznaczone do rozbiórki.

2. MATERIAŁY WYKORZYSTANE W PROJEKCIE

- Projekt architektoniczno-budowlany.
- „Opinia Geotechniczna wraz z dokumentacją badań podłoża gruntowego” wykonana w styczniu 2020r. przez firmę PROGEOL – Usługi Geologiczne Jan Szataniak .
- Ekspertyza techniczna budynku Gminnego Ośrodka Kultury w Wiśniowej Górze wykonana przez mgr inż. Ewę Widawską –Lefik w sierpniu 2022r.
- Wizja lokalna, oraz odkrywki.
- Uzgodnienia z autorem projektu architektury.

3. NORMY I ZAŁOŻENIA PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ

3.1. WYKAZ NORM

PN-EN1990:2004/Ap1 EUROKOD 0: podstawy projektowania konstrukcji

PN-EN 1991-1-1:2004 EUROKOD 1 – Oddziaływania na konstrukcje .

Cz.1-1 : Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach

| | |
|----------------------------|---|
| PN-EN 1991-1-2:2006 | EUROKOD 1 – Oddziaływania na konstrukcje . Cz.1-1 : Oddziaływania ogólne. Oddziaływanie na konstrukcje w warunkach pożaru. |
| PN-EN 1991-1-3:2005 | EUROKOD 1– Oddziaływania na konstrukcje. Cz.1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem |
| PN-EN 1991-1-4:2008 | EUROKOD 1– Oddziaływania na konstrukcje. Cz.1-4: Oddziaływania ogólne. Obciążenie wiatru |
| PN-EN 1992-1-1:2008 | EUROKOD 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz. 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. |
| PN-EN 1992-1-2:2008 | EUROKOD 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz. 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe. |
| PN-EN 1993:2008 | EUROKOD 3: Projektowanie konstrukcji stalowych |
| PN-EN 1995:2010 | EUROKOD 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych |
| PN-EN 1996-1-1:2010 | EUROKOD 6 –Projektowanie konstrukcji murowych Cz.1-1:Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych. |
| PN-EN 1997-1:2008/Ap2-2010 | EUROKOD 7 – Projektowanie geotechniczne. Cz. 1: Zasady ogólne. |
| PN-EN 1997-2:209/AC-2010 | EUROKOD 7 – Projektowanie geotechniczne. Cz. 2: rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego. |

3.2. ZASTOSOWANE SCHEMATY I METODY OBLICZEŃ

Główną konstrukcją nośną są zewnętrzne ściany murowane wzmocnione rdzeniami żelbetowymi. Dźwigary dachowe oraz płatwie zaprojektowano jako elementy przęsłowe, wolnopodparte.

Fundamenty zwymiarowano stosując program komputerowy Kalkulator Fundamentów – ROBOT Milenium.

Wyciąg z obliczeń statycznych i wymiarowania głównych elementów konstrukcji zamieszczono w załączniku nr 1.

3.3. WARUNKI LOKALIZACYJNE

Budynek zlokalizowany jest w I strefie obciążeń wiatrem wg PN-EN 1991-1-4:2008 Eurocod 1: Oddziaływania na konstrukcję. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływanie wiatru. W II strefie obc. śniegiem wg PN-EN 1991-1-3:2005 Eurocod 1: Oddziaływania na konstrukcję. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem oraz w II strefie gruntowej wg PN-EN 1997 Eurocod 7 : Projektowanie geotechniczne . Część 1: Zasady ogólne. Część 2: Rozpoznanie i badania podłoża gruntowe. Głębokość przemarzania $h = 1,0\text{m}$.

3.4. WARUNKI GRUNTOWE, KATEGORIA GEOTECHNICZNA

Warunki geotechniczne określono na podstawie „Opinii Geotechnicznej wraz z dokumentacją badań podłoża gruntowego” wykonanej w styczniu 2020r. przez firmę PROGEOL – Usługi Geologiczne Jan Szataniak.

Na terenie inwestycji wykonane zostały trzy otwory badawcze o głębokości 4,0m. W badanym terenie pod warstwą nasypu niebudowlanego o grubości od 0,70m do 1,20m występują grunty rodzime nośne w następującej kolejności i parametrach :

- warstwa IIa o miąższości od 0 do 0,30m – piaski drobne , zaglinione w stanie średnio zagęszczonym zbliżonym do luźnego o uśrednionym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,45$

- warstwa IIb zalegająca poniżej warstwy IIa o grubości od 0 w części północnej działki (otwór nr 1) i opadająca w kierunku południowym (w otworze nr 3 jej spągu nie osiągnięto) – są to piaski drobne z soczewkami i przewarstwieniami piasków drobnych , a także pisaki grube i zaglinione w stanie średnio zagęszczonym o uśrednionym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,60$

- warstwa IIc występująca w otworze nr 1 na głębokości 1,6m , pod warstwą IIa i IIb – są to piaski średnie z soczewkami i przewarstwieniami piasków drobnych , a także piaski grube zaglinione w stanie średnio zagęszczonym o uśrednionym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,55$

W warstwie piasków na głębokości od 1,0 do ok 2,3m poniżej terenu występuje soczewka gruntów spoistych o grubości max 0,5m. Jest to warstwa I – gliny zwałowe, piaszczyste w stanie twaroplastycznym o przyjętym uśrednionym stopniu plastyczności $I_L = 0,25$.

Występowania zwierciadła wód gruntowych w przeprowadzonych badaniach nie stwierdzono.

Opisane warunki gruntowe zalicza się do prostych.

Projektowany obiekt jest budynkiem użyteczności publicznej. Jest parterowy, niepodpiwniczony o prostym układzie i rozwiązaniach konstrukcyjnych. Występujące poniżej nasypów grunty są gruntami rodzimymi, nośnymi pozwalającymi na bezpośrednie posadowienie projektowanych elementów rozbudowy

Z punktu widzenia Rozporządzenia MSW i A z dnia 24.09.1998 r projektowany obiekt należy zaliczyć do :

II kategorii geotechnicznej, posadawiany w prostych warunkach gruntowych.

Posadowienie budynku zaprojektowano na poziomie ca 213,60mnp, w warstwie piasków. Występujące w poziomie posadowienia nasypy niebudowlane należy usunąć do poziomu gruntu rodzimego. Powstałe przegłębienia zasypać piaskiem stabilizowanym cementem. Naruszony podczas wykopów grunt rodzimy dogęścić powierzchniowo również do stopnia $I_D = 0,60$

3.5. OBCIĄŻENIA PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ

Obciążenia dachu - obciążenia na blachę

| L.p. | Opis oddziaływania | Wartość char. kN/m ² |
|------|--|------------------------------------|
| 1. | Membrana [0,10kN/m ²] | 0,10 |
| 2. | Wełna mineralna grub.5 cm [1,00kN/m ³ ·0,05m] | 0,05 |
| 3. | Paroizolacja [0,02kN/m ²] | 0,02 |
| 4. | blacha trapezowa [0,10kN/m ²] | 0,10 |
| Σ: | | 0,27 |

Obciążenia dachu - obciążenie płatwi drewnianych

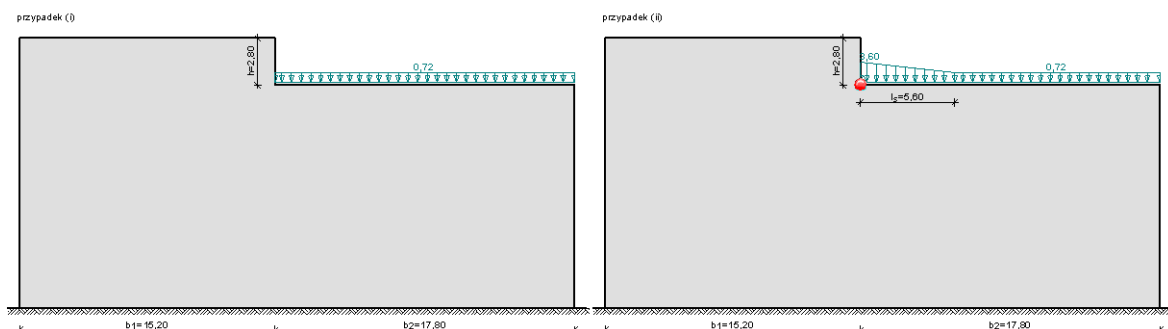
| L.p. | Opis oddziaływania | Wartość char. kN/m ² |
|------|---|------------------------------------|
| 1. | Wełna mineralna grub.40 cm [0,60kN/m ³ ·0,40m] | 0,24 |
| 2. | Paroizolacja [0,02kN/m ²] | 0,02 |
| 3. | 2x płyta włóknowo-gipsowa.1,25 cm [7,00kN/m ³ ·0,036m] | 0,25 |
| 4. | Instalacje podwieszane [0,20kN/m ²] | 0,20 |
| Σ: | | 0,76 |

Obciążenia dachu - sumarycznie bez cw dźwigarów

| L.p. | Opis oddziaływania | Wartość char. kN/m ² |
|------|---|------------------------------------|
| 1. | Membrana [0,10kN/m ²] | 0,10 |
| 2. | Wełna mineralna grub.5 cm [1,00kN/m ³ ·0,05m] | 0,05 |
| 3. | Paroizolacja [0,05kN/m ²] | 0,05 |
| 4. | Blacha trapezowa [0,10kN/m ²] | 0,10 |
| 5. | Wełna mineralna grub.40 cm [0,60kN/m ³ ·0,40m] | 0,24 |
| 6. | Płatwie drewniane [0,08kN/m ²] | 0,08 |
| 7. | 2x płyta włóknowo-gipsowa.1,25 cm | 0,30 |
| 8. | Instalacje podwieszane [0,20kN/m ²] | 0,20 |
| Σ: | | 1,12 |

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy bliskie i przylegające do wyższych budowli (5.3.6, B3)

 [kN/m²]



Dach niższy przy wyższej budowni - przypadek (ii) - nierównomierny układ obciążenia:

- Dachy bliskie i przylegające do wyższych budowli
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg załącznika krajowego):

Strefa obciążenia śniegiem 2

$$s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowo obfitych opadów śniegu i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
Teren: normalny

$$C_e = 1,0$$

- Współczynnik termiczny: $C_t = 1,0$
- Długość zaspy:

$$l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 2,80 = 5,60 \text{ m}$$

- Współczynniki kształtu dachu:

$$\mu_s = 0$$

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / (2 \cdot h) = (15,20 + 17,80) / (2 \cdot 2,80) = 5,893 > 4,0 \rightarrow \mu_w = 4,0$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0 + 4,000 = 4,000$$

Obciążenie charakterystyczne śniegiem:

$$s = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 4,000 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 3,60 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem

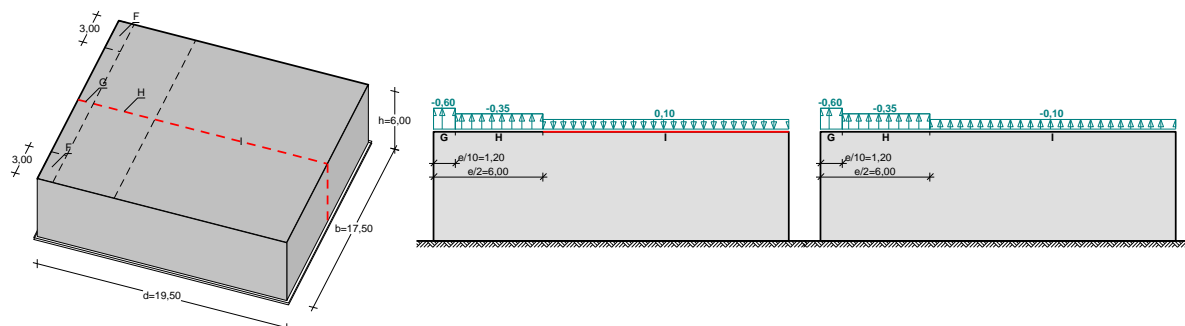
Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy płaskie - ciśnienie zewnętrzne (7.2.3)



przypadek (i)

przypadek (ii)

w_e [kN/m²]



Połąć w przekroju $x/b = 0,50$ - pole I - parcie:

- Dach płaski o wymiarach: $b = 17,50$ m, $d = 19,50$ m
- Budynek o wysokości $h = 6,00$ m
- Dach o krawędziach ostrych
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 12,0$ m
- Obliczany element: element konstrukcyjny
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:
Strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 300$ m n.p.m.
 $v_{b,0} = 22$ m/s (wg załącznika krajowego)
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Kategoria terenu III $\rightarrow z_0 = 0,3$ m, $z_{min} = 5$ m
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 6,00$ m
- Szczytowe ciśnienie prędkości obliczono za pomocą współczynnika ekspozycji
- Współczynnik ekspozycji: $c_e(z_e) = 1,9 \cdot (z_e/10)^{0,26} = 1,9 \cdot (6,0/10)^{0,26} = 1,66$ (wg załącznika krajowego)
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Bazowe ciśnienie prędkości: $q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 = 302,50$ Pa
- Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = 503,3$ Pa = $0,503$ kPa
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,2$

Ciśnienie wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

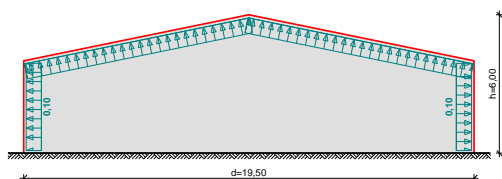
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,503 \cdot 0,2 = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem

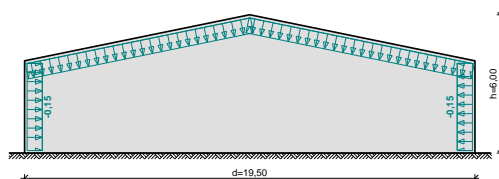
Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Ciśnienie wewnętrzne (7.2.9)



przypadek (i)



przypadek (ii)



Ciśnienie wewnętrzne - przypadek (i):

- Budynek bez ściany dominującej
- Budynek o wymiarach: $h = 6,00 \text{ m}$, $d = 19,50 \text{ m}$
- Brak możliwości lub nieuzasadnione oszacowanie współczynnika μ
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:
Strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 300 \text{ m n.p.m.}$
 $v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$ (wg załącznika krajowego)
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Kategoria terenu III $\rightarrow z_0 = 0,3 \text{ m}$, $z_{min} = 5 \text{ m}$
- Wysokość odniesienia: $z_i = h = 6,00 \text{ m}$
- Szczytowe ciśnienie prędkości obliczono za pomocą współczynnika ekspozycji
- Współczynnik ekspozycji: $c_e(z_i) = 1,9 \cdot (z_i/10)^{0,26} = 1,9 \cdot (6,0/10)^{0,26} = 1,66$ (wg załącznika krajowego)
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Bazowe ciśnienie prędkości: $q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 = 302,50 \text{ Pa}$
- Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_i) = c_e(z_i) \cdot q_b = 503,3 \text{ Pa} = 0,503 \text{ kPa}$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego $c_{pi} = 0,2$

Ciśnienie wiatru na powierzchnię wewnętrzną:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 0,503 \cdot 0,2 = \mathbf{0,10 \text{ kN/m}^2}$$

Strop sceny – obciążenia poza ciężarem własnym

| L.p. | Opis oddziaływania | Wartość char. kN/m^2 |
|------|---------------------------|-------------------------------|
| 1. | ciężar warstw podłogowych | 5,00 |
| 2. | obciążenie użytkowe | 5,00 |

Zestawienie obciążeń charakterystycznych od przegród pionowych

Ściany działowe

| L.p. | Opis oddziaływania | Wartość char. kN/m^2 |
|------|--|-------------------------------|
| 1. | tynek cem. $[19,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m}]$ | 0,28 |
| 2. | błoczki z betonu komórkowego o gęstości 600 kg/m^3 $[0,60 \text{ kN/m}^2]$ | 0,60 |
| 3. | tynek cem. $[19,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m}]$ | 0,28 |

Σ: **1,16**

Ściana zewnętrzna – grub. 25cm

| L.p. | Opis oddziaływania | Wartość char. kN/m ² |
|------|---|------------------------------------|
| 1. | tynk cem. [19,00kN/m ³ ·0,015m] | 0,28 |
| 2. | pustaki ceramiczne o gęstości 800kg/m ³ [2,21kN/m ²] | 2,21 |
| 3. | wełna min. grub. 20 cm [1,0kN/m ³ ·0,20m] | 0,20 |
| 4. | tynk cienkowarstwowy [0,10kN/m ²] | 0,10 |
| | | Σ: 2,79 |

Ściana zewnętrzna – grub. 38cm

| L.p. | Opis oddziaływania | Wartość char. kN/m ² |
|------|---|------------------------------------|
| 1. | tynk cem. [19,00kN/m ³ ·0,015m] | 0,28 |
| 2. | pustaki ceramiczne o gęstości 800kg/m ³ [3,04kN/m ²] | 3,04 |
| 3. | wełna min. grub. 20 cm [1,0kN/m ³ ·0,20m] | 0,20 |
| 4. | tynk cienkowarstwowy [0,10kN/m ²] | 0,10 |
| | | Σ: 3,62 |

3.5. ZAŁOŻENIA MATERIAŁOWE

Elementy żelbetowe, monolityczne.

Stropy, słupy rdzenie żelbetowe ścian oraz wieńce - beton klasy C25/30, zbrojenie stalą klasy A-IIIIN (B500SP).

Fundamenty: ławy, stopy fundamentowe - z betonu klasy C 25/30, zbrojone stalą klasy AIIIIN (B500SP).

Ściany murowane

Ściany z pustaków ceramicznych klasy 15MPa na zaprawie systemowej lub cementowo-wapiennej 5 MPa.

Ściany fundamentowe z bloczków betonowych B20 na zaprawie 10MPa.

Konstrukcja dachu sali widowiskowej - drewno klejone klasy GL24C

4. ROZBIÓRKI

Zgodnie z załączoną ekspertyzą techniczną do rozbiórki przeznaczone są elementy istniejącego obiektu. Są nimi dach, ściany i fundamenty sali widowiskowej. Materiały pochodzące z rozbiórki należy segregować i sukcesywnie usuwać z terenu inwestycji wywożąc na odpowiednie wysypiska.

UWAGA

W przypadku stwierdzenia w trakcie prowadzenia robót występowania materiałów szkodliwych dla zdrowia np. zawierających azbest, roboty rozbiórkowe należy przerwać, a ich usunięcie zlecić wyspecjalizowanej firmie.

5. ROZWIĄZANIA ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH

5.1. FUNDAMENTY

Zaprojektowano wzmocnienie istniejących fundamentów (ław) w obszarach , w których nie spełniają obowiązujących norm.

Posadowienie projektowanych elementów przebudowy zaprojektowano w sposób bezpośredni - na ławach i stopach fundamentowych.

5.1.1. Wzmocnienia fundamentów istniejących

W celu zachowania warunku poziomu posadowienia ze względu na głębokości przemarzania oraz w przypadku gdy posadowienie istniejących fundamentów jest powyżej posadowienia projektowanych fundamentów na ich styku w celu wyrównania poziomów, zaprojektowano podbicie (minowanie) istniejących fundamentów warstwą betonu do poziomu 1,0m poniżej terenu. Podbicia wykonać stopniowo na odcinku o dług. min. dwukrotnej różnicy poziomów, Minimalna grubość podbicia powinna wynosić 0,40m. Beton klasy C25/30. W miarę możliwości podbijanie powinno być wykonywane z dwóch stron ściany.

5.1.2. Ławy fundamentowe

Pod projektowane ściany zaprojektowano ławy fundamentowe monolityczne, żelbetowe o wysokości $h = 40\text{cm}$ i szerokościach wg rys. rzutu fundamentów - nr K.1. Ławy zaprojektowano z betonu klasy C25/30, zbrojone stalą klasy AIIIIN (B500SP). Ławy o szerokości $b = 40\text{cm} - 100\text{cm}$ zbrojone będą prętami podłużnymi 4 # 12 oraz strzemionami # 6 co 30cm.

W ławach należy zabetonować pręty pionowe w miejscach usytuowania rdzeni żelbetowych ścian do połączenia ich zbrojenia.

Pod ławami wykonać należy warstwę betonu podkładowego klasy C 8/10 o grubości minimum 10cm. Przyjęto klasę ekspozycji XC2.

5.1.3. Stopy fundamentowe

Pod rdzenie żelbetowe ścian sali widowiskowej zaprojektowano stopy fundamentowe jako żelbetowe, monolityczne betonu klasy C25/30, zbrojone stalą klasy AIIIIN (B500SP). Wysokości podstawy wynosi $h = 40\text{cm}$. Zbrojenie stóp zaprojektowano z prętów # 12 co 20cm. Ze stóp wypuścić należy pręty do zakotwienia prętów zbrojenia głównego słupów. Przyjęto klasę ekspozycji XC2.

Pod stopami wykonać należy warstwę betonu podkładowego klasy C 8/10 o grubości minimum 10cm.

5.2. ŚCIANY

Zaprojektowano ściany murowane z pustaków ceramicznych klasy 15 MPa na zaprawie systemowej lub cementowo-wapiennej M5. Grubości ścian konstrukcyjnych wynoszą 25 i 38cm – zgodnie z rys. schematu konstrukcyjnego parteru.

W miejscach występowania dużych sił skupionych oraz w celu usztywnienia ścian zaprojektowano rdzenie o wymiarach przekroju : 0,30x0,63m pod oparcie dźwigarów dachowych. W rdzeniach należy zabetonować akcesoria do mocowania dźwigarów

Pozostałe rdzenie mają przekrój 0,25x0,25m oraz wynikający z rozwiązań architektonicznych. Rdzenie żelbetowe zaprojektowano z betonu klasy C25/30, zbrojenie ze stali klasy A-IIIN wg rys. wykonawczych.

Rdzenie łączyć ze ścianami na „strzępia” lub alternatywnie za pomocą prętów mocowanych w spoinach muru.

5.3. STROPY

Zaprojektowano strop sceny jako żelbetowy z elementów prefabrykowanych gęstożebrowy lub z płyt kanałowych. Strop oparty jest na poprzecznych ścianach fundamentowych. Zastosowane stropy prefabrykowane muszą przenosić obciążenia zewnętrzne o wartościach charakterystycznych : stałych 0,5 kN/m² i zmiennych 5,0 kN/m².

Na rysunku pokazano przykładowe rozwiązanie oparcia i wieńców stropów. Rozwiązania i rysunki powinny być zweryfikowane po wyborze rodzaju i producenta stropów.

5.4. DACH SALI WIDOWISKOWEJ

Konstrukcją nośną dachu są dźwigary z drewna klejonego warstwowo klasy GL24c o kształcie trapezowym i przekroju 26 x 104-164cm i w rozstawie co 3,60m oraz 3,965m.

Dźwigary opierają się w sposób przegubowy na żelbetowych rdzeniach ścian za pośrednictwem akcesoriów stalowych. Na dźwigarach w rozstawie co 1,20m opierają się płatwie z drewna klejonego o przekroju 8x20cm. Płatwie są elementem nośnym sufitu powieszonego. Stężeniem połączeń dachowej są płatwie i tężniki o wymiarach 12x12cm usytuowane w 2 osiach połączeń. Poszycie zaprojektowano z blachy trapezowej T94 grub. 0,75mm, która jest elementem nośnym dla warstw dachowych. W polach obciążonych workiem śnieżnym zastosowano wzmocnienie w postaci podwójnej warstwy blachy. Na dachu ustawione będą urządzenia związane z wentylacją sali. Konstrukcje wsporczą pod centralę wentylacyjną należy opierać bezpośrednio na dźwigarach tak, aby jej ciężar był rozłożony na min 2 dźwigary w strefie podporowej poza zasięgiem zasy py śnieżnej. Usytuowanie i sposób oparcia konstrukcji wsporczej należy uzgodnić z projektantem niniejszego opracowania po doborze centrali.

Główna konstrukcja nośna dachu – dźwigary muszą być zabezpieczone przeciwogniowo do klasy R60

6. ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE KONSTRUKCJI BETONOWYCH

Właściwą ochronę stali zapewnia się poprzez dobór otuliny właściwej dla przyjętych klas ekspozycji.

7. OCHRONA P.POŻ. KONSTRUKCJI BETONOWYCH I STALOWYCH

8.1. ELEMENTY ŻELBETOWE

Zaprojektowano wymiary elementów żelbetowych konstrukcyjnych oraz dobrano otuliny zbrojenia zgodnie z PN-EN 1992-1 – 2: 2008 dla warunków pożaru standardowego, temperatury krytycznej 500°C i stopnia wykorzystania nośności $\eta=0,70$.

8.2. ELEMENTY STALOWE

Przyjęto zabezpieczenie powłoką ogniochronną kompatybilną z zabezpieczeniem antykorozyjnym. Przyjęto dla maksymalnego wyężenia elementów 70% temperaturę krytyczną 500°C (zgodnie z normą PN-EN 1993-1-2:2007

9. WYTYCZNE DOTYCZĄCE POSADOWIENIA

- Dna wykopów pod fundamenty bezpośrednio posadowione powinny być odebrane przez uprawnionego geologa.
- Nasypy występujące pod projektowanymi fundamentami należy wybrać do stropu gruntów rodzimych, a powstałe przegłębienia zastąpić chudym betonem lub piaskiem stabilizowanym cementem .
- Przy wykonywaniu wzmocnień fundamentów – „minowaniu” należy zwrócić uwagę na dokładne wypełnienie betonem i odpowiednim zagęszczeniu w całej przestrzeni pod istniejącym fundamentem i fragmentem wcześniej wykonanego podbicia (minowania).
Szczególną uwagę zwracać przy podbijaniu fundamentów pod ścianami z dostępem i możliwością wykonania podkopu tylko z jednej strony.

10. WYTYCZNE DOTYCZĄCE WYKONYWANIA ELEMENTÓW MONOLITYCZNYCH

- Konstrukcje żelbetowe, monolityczne zostały zaprojektowane z betonu klasy C 25/30. Oprócz cech wytrzymałościowych, które są bardzo ważne dla bezpieczeństwa obiektu, należy zwrócić uwagę także na inne parametry mieszanki betonowej. Przede wszystkim trzeba mieć na względzie ograniczenie skurczu betonu zwłaszcza przy wykonywaniu stropów. Przy ustalaniu recept mieszanek betonowych należy zwrócić szczególną uwagę na konieczność ograniczenia skurczu betonu poprzez zastosowanie odpowiednich dodatków i odpowiedniego stosu okruszowego kruszywa. Ograniczenie skurczu jest także możliwe poprzez zachowanie odpowiedniego reżimu technologicznego robót betoniarskich – odpowiednie zagęszczenie mieszanki wibratorami buławowymi i starannej pielęgnacja betonu.
- Rozformowanie stropów może nastąpić po osiągnięciu przez beton wytrzymałości minimalnej równej 75% wymaganej wytrzymałości.
- Ewentualne przerwy robocze betonowania stropów ustalić należy z projektantem konstrukcji w ramach nadzoru autorskiego.
- Przy betonowaniu słupów, rdzeni i ścian należy zwrócić uwagę na odpowiednie zagęszczenie mieszanki wibratorami buławowymi. Nie należy stosować przerw roboczych w słupach i ścianach na wysokości kondygnacji w celu uniknięcia „raków” i przemieszczeń deskowań na styku „starego” i „świeżego” betonu.
- W okresie letnim roboty betoniarskie powinny być prowadzone z zachowaniem starannej pielęgnacji betonu uniemożliwiającej przedwczesną utratę wilgoci.

Opis wykonała:

Anna Zamiatnin

OŚWIADCZENIE

Projekt budowlany – Projekt Techniczny - branża: konstrukcyjna

Przebudowy Sali widowiskowej w ramach przebudowy i rozbudowy Gminnego Ośrodka Kultury

m. Wiśniowa Góra, jedn. ewid. 100602_2, działka nr ewid. 256/3 obręb 0009.

Id działki: 100602_2.0009.256/3

został wykonany zgodnie z projektem Architektoniczno- Budowlanym oraz z obowiązującymi przepisami i zasadami wiedzy technicznej.

Projektant:

Sprawdzający:

WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH

DACH NAD SALĄ WIDOWISKOWĄ

DŹWIGAR D-1

Dźwigar z drewna klejonego warstwowo, wolno podparty, trapezowy o wymiarach 26x104-164cm. Rozstaw osiowy dźwigarów 396 cm.

Jako najbardziej wytężony przyjęto dźwigar obciążony zaspą śnieżną

Obciążenia na 1 mb dźwigara (charakterystyczne):

| | |
|---|-------------|
| - obciążenia od warstw | -4,44 kN/mb |
| - ciężar własny dźwigara | -1,14 kN/mb |
| - ciężar ew. podwieszń | -0,30 kN/mb |
| - obciążenie śniegiem (z uwzględnieniem zaspy śnieżnej) | -5,48kN/mb |

Obliczeniowe obciążenie 1mb bieżącego dźwigara (wg komb. 6.10b) **-15,08 kN/mb**

Efektywna rozpiętość dźwigara:

$$l_{eff} = 17,38m$$

Maksymalny moment zginający w dźwigarze:

$$M_{Ed} = 569,10kNm$$

Reakcja podporowa z dźwigara:

$$R_{Ed} = 131,00kN$$

Maksymalne naprężenia w przekroju wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = 7,70MPa$$

$$k_{crit} = 0,79$$

$$k_{m,\alpha} = 0,975$$

Wytrzymałość przekroju na zginanie:

$$k_{crit} \cdot k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d} = 13,36MPa$$

Wyężenie przekroju:

$$\frac{7,70}{13,36} = 0,58$$

Ugięcie dźwigara:

$$u_{fin} = 56,18mm < u_{lim} = \frac{17380}{300} = 57,93mm$$

Minimalna długość oparcia dźwigara:

$$a \geq \frac{R_{Ed}}{b \cdot f_{c,90,d}} = \frac{131kN}{0,26m \cdot 1600kPa} = 0,315m \rightarrow a \geq 0,315m$$

PŁATEW P-1

Płatew z drewna klejonego warstwowo, wolno podparta, o wymiarach przekroju 10x20cm.

Rozstaw osiowy płatwi to 120cm.

Obciążenia na 1 mb płatwi (charakterystyczne):

| | |
|---|-------------|
| - obciążenia od warstw | -0,91 kN/mb |
| - ciężar własny dźwigara | -0,08 kN/mb |
| - obciążenie skupione technologiczne (w środku rozpiętości) | -1,00 kN |

Efektywna rozpiętość płatwi:

$$l_{eff} = 3,70m$$

Maksymalny moment zginający w płatwi:

$$M_{Ed} = 2,68kNm$$

Reakcja podporowa z płatwi:

$$R_{Ed} = 3,24kN$$

Maksymalne naprężenia w przekroju wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = 4,01MPa$$

Wytrzymałość przekroju na zginanie:

$$f_{m,d} = 12,67MPa$$

Wytężenie przekroju:

$$\frac{4,01}{12,67} = 0,32$$

Ugięcie dźwigara:

$$u_{fin} = 4,99mm < u_{lim} = \frac{3700}{300} = 12,33mm$$

BLACHA TRAPEZOWA

Dane wejściowe:

T94 S320 t = 0,75 mm

Układ blachy: POZYTYW

WYMIARY [mm]

L₁ = 3770 L₂ = 3960 L₃ = 3770

Długość układu = 11500

Szerokość podpory wewnętrznej = 260

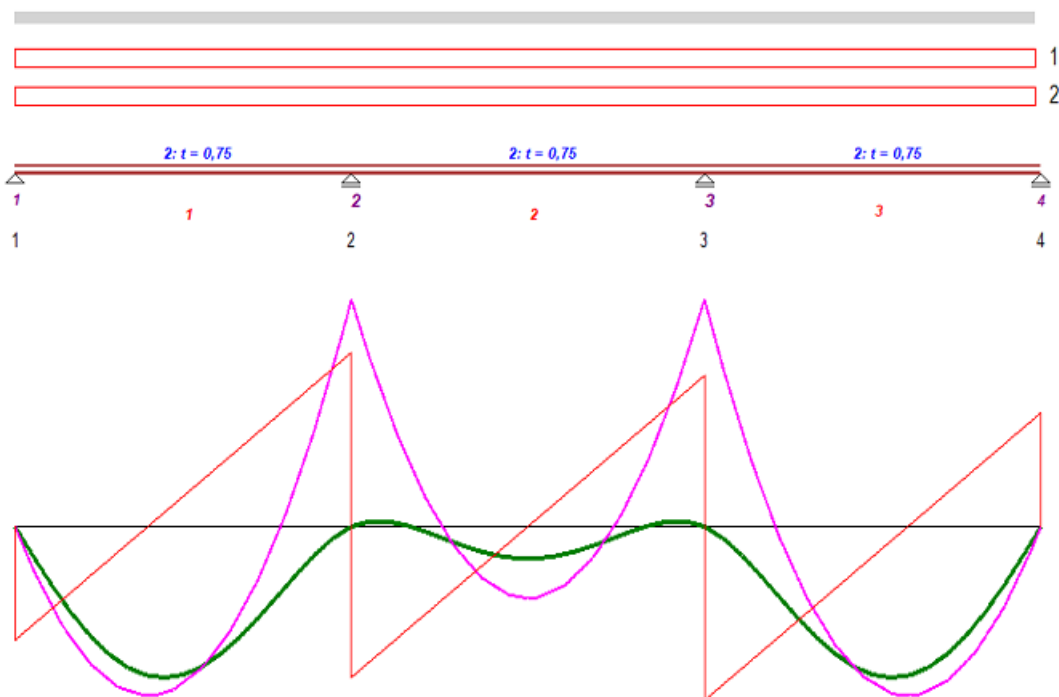
MOMENT BEZWŁADNOŚCI [cm⁴/m] J_y = 116,71

Przęsło wzmocnione

J_{y1} = 233,42 J_{y2} = 233,42 J_{y3} = 233,42

OBCIĄŻENIA (Do zadanych obciążeń dodano ciężar własny blachy ze współczynnikiem 1,15)

| | q _a [kN/m ²] | q _b [kN/m ²] | a [mm] | b [mm] | τ _f |
|---|--|--|-----------|-----------|----------------|
| 1 | 0,27 | 0,27 | 0 | 11500 | 1,15 |
| 2 | 3,60 | 3,60 | 0 | 11500 | 1,50 |



Lista węzłów:

| węzeł | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------|------|------|------|-------|
| x = | 0 | 3770 | 7730 | 11500 |
| Kod | Podp | Podp | Podp | Podp |

Wykorzystanie nośności

- 1 : (6.13) $R_{Ed} / R_{Rd} = 8,80 / 13,38 = 65,8\%$
2 : (6.13) $R_{Ed} / R_{Rd} = 25,17 / 82,46 = 30,5\%$
2 : (6.7) $|M_{Ed}| / M_{Rd} = 8,80 / 12,24 = 71,9\%$
2 : (6.28c) $(|M_{Ed}| / M_{Rd} + R_{Ed} / R_{Rd}) / 1,25 = (8,80 / 12,24 + 25,17 / 82,46) / 1,25 = 81,9\%$
3 : (6.13) $R_{Ed} / R_{Rd} = 25,17 / 82,46 = 30,5\%$
3 : (6.7) $|M_{Ed}| / M_{Rd} = 8,80 / 12,24 = 71,9\%$
3 : (6.28c) $(|M_{Ed}| / M_{Rd} + R_{Ed} / R_{Rd}) / 1,25 = (8,80 / 12,24 + 25,17 / 82,46) / 1,25 = 81,9\%$
4 : (6.13) $R_{Ed} / R_{Rd} = 8,80 / 13,38 = 65,8\%$
1 - 2 (6.7) $M_{Ed} / M_{Rd} = 6,56 / 13,01 = 50,4\%$
2 - 3 (6.7) $M_{Ed} / M_{Rd} = 2,78 / 13,01 = 21,4\%$
3 - 4 (6.7) $M_{Ed} / M_{Rd} = 6,56 / 13,01 = 50,4\%$

Krytyczne wykorzystanie nośności: 81,9 %

Ugięcia

- 1 - 2 max: 11,0 mm min: 0,0 mm
2 - 3 max: 2,3 mm min: -0,4 mm
3 - 4 max: 11,0 mm min: 0,0 mm
Max. ugięcie względne L/342