

**PROJEKT BUDOWLANO- WYKONAWCZY ZAGOSPODAROWANIA TERENU DLA INWESTYCJI
„ZAGOSPODAROWANIE TERENU BYŁEJ STRAŻY POŻARNEJ
NA WYSPIE KARSIBÓR W ŚWINOUJŚCIU”
WIATA PIKNIKOWA**

**OPIS TECHNICZNY PROJEKTU BUDOWLANO – WYKONAWCZEGO
BRANŻY KONSTRUKCYJNEJ**

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

CZĘŚĆ OPISOWA:

1. Podstawa opracowania.
2. Zakres opracowania.
3. Badania geotechniczne.
 - 3.1. Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia.
 - 3.2. Zaliczenie obiektu do kategorii geotechnicznej.
 - 3.3. Wnioski i zalecenia.
4. Przyjęte obciążenia użytkowe.
5. Elementy konstrukcyjne.
 - 5.1. Wiata piknikowa.
6. Zastosowane materiały.
7. Wnioski i zalecenia.
8. Uwagi ogólne.

ZESTAWIENIE OBLICZEŃ STATYCZNYCH.

CZĘŚĆ GRAFICZNA:

- | | |
|--|-----------|
| 1. Wiata – rzut fundamentów. | Rys. K-01 |
| 2. Wiata – układ elementów konstrukcyjnych przyziemia. | Rys. K-02 |
| 3. Wiata – zbrojenie fundamentów. | Rys. K-03 |

1. Podstawa opracowania:

- 1.1. Projekt architektoniczny zagospodarowania terenu.
- 1.2. Opinia geotechniczna dla projektowanej inwestycji wykonana w maju 2017 roku przez firmę: BARG-ARTEGO z siedzibą w Szczecinie, reprezentowaną przez Pana Marka Ober.
- 1.3. Polskie normy:
 - PN-82/B-02000. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
 - PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
 - PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
 - PN-80/B-02010/Az1:2006. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
 - PN-77/B-02011/Az1. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
 - PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
 - PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 1.4. Aktualnie obowiązujące rozporządzenia.

2. Zakres opracowania:

Opracowanie obejmuje projekt konstrukcji dla inwestycji pod nazwą „Zagospodarowanie terenu byłej straży pożarnej na wyspie Karsibór w Świnoujściu”, wraz z opracowaniem rysunkowym podstawowych elementów konstrukcyjnych.

Zakres projektu konstrukcji obejmuje dobór i opracowanie następujących elementów:

- Posadowienie wiaty piknikowej.
- Elementy nośne wiaty piknikowej.

3. Badania geotechniczne.

POŁOŻENIE I MORFOLOGIA TERENU BADAŃ.

Przeznaczona pod planowane zagospodarowanie działka nr 59/1 położona jest w południowo – wschodniej części miasta Świnoujście, woj. zachodniopomorskie, we wschodniej części obszaru zabudowy dzielnicy Karsibór (dawnej wsi), w rozwidleniu ulic 1-go Maja (która graniczy z badaną działką od północy) i Ogrodowej (ulica ta biegnie wzdłuż południowo – zachodniej granicy działki). Pod względem geograficznym Karsibór położony jest na południowo – wschodnim skraju wyspy Uznam i odcięty został od niej dopiero w końcu XIX w. po przekopaniu nowego toru wodnego do szczecińskiego portu (obecny Kanał Piastowski). Pod względem geomorfologicznym jest to fragment najstarszych partii tzw. Bramy Świny, powstałej w holocenie wskutek długotrwałej akumulacyjnej działalności prądów morskich tworzących rodzaj mierzei, a następnie wód Świny, które budowały po południowej stronie mierzei w okresach wlewów wód

Bałtyku do Zalewu Szczecińskiego wsteczną deltę (tzn. deltę skierowaną w głąb Zalewu, a nie w głąb morza). Piaski mierzei zostały powierzchniowo silnie zwydmione, w Karsiborze powstał szereg równoległych, wąskich wałów wydmych o przebiegu NW – SE, rozdzielonych zatorfionymi obniżeniami – deniwelacje pomiędzy dnem obniżeń i grzbietami wydmy dochodzą do ok. 3 m. Badana działka położona jest na 4 wschodnim skraju strefy najstarszych wydmy tzw. brunatnych, na równinie deflacyjnej (tzn. równinie powstałej wskutek wywiewania piasku). Powierzchnia działki nr 59/1 nachylona jest nieznacznie w kierunku wschodnim od ok. 1,5 do ok. 1,3 m n.p.m.; rzędna otworu wynosi 1,46 m n.p.m.

OPIS BUDOWY GEOLOGICZNEJ.

Na podstawie wykonanego otworu, oraz analizy materiałów kartograficznych stwierdzono, że podłoże badanego terenu budują holocenijskie utwory morskie i wydmy. Zarówno utwory morskie, jak i wydmy to piaski drobne, w cienkiej strefie na głębokości 1,8 – 2,1 m p.p.t. z domieszką humusu.

Zasadniczą część mierzei budują piaski morskie, które akumulowane były przez morskie prądy na silnie narastającej plaży mierzei, a następnie jako osady wału brzegowego. Piaski te następnie podlegały transportowi i akumulacji przez procesy eoliczne (wydmy), co wobec krótkiej drogi transportu nie spowodowało istotnych zmian ich uziarnienia i składu petrograficznego. Podział podłoża na piaski morskie i wydmy ma więc charakter orientacyjny - przyjęto, że piaski morskie zalegają poniżej rzędnej około 0,0 m n.p.m. Piaski wydmy budują stropowe partie podłoża o miąższości 1,0 m, niżej leżących piasków morskich nie przewiercono do głębokości 5,0 m p.p.t. Całość morskich i wydmych piasków to grunty równoziarniste, o niskim współczynniku jednorodności uziarnienia $CU < 3.0$. Norma PN-EN 1997-2 określa grunty niespoiste o $CU < 6.0$ jako „grunty źle uziarnione”. Na stropie wydmych piasków leży nasyp niekontrolowany o miąższości 0,5 m, złożony z humusu piaszczystego przemieszanego z gruzem.

CHARAKTERYSTYKA WARUNKÓW WODNYCH.

W wykonanym otworze stwierdzono występowanie wody gruntowej o zwierciadle swobodnym, stabilizującym się na głębokości 0,6 m p.p.t., tj. na rzędnej 0,86 m n.p.m. Jest to poziom znacznie podwyższony w stosunku do stanu przeciętnego, w tym także do stanu przeciętnego w warunkach naturalnych, gdy wyłączona jest oddalona o 1700 m na wschód pompownia melioracyjna, wspomagająca odpływ wody z systemu rowów odwadniających wschodnią część Karsiboru do Rzeckiego Nurtu – jednego z dawnych ramion Świny w obrębie wstecznej delty. Przyczyną podwyższenia poziomu wody o ok. 0,5 m w stosunku do naturalnego stanu przeciętnego i o ok. 0,8 m wobec stanu przeciętnego podczas pracy pompowni, były intensywne opady deszczu, które miały miejsce w drugiej połowie kwietnia i na początku maja b.r.

Maksymalny poziom wody gruntowej, mogący wystąpić podczas roztopów grubej pokrywy śnieżnej, oraz szczególnie intensywnych opadów deszczu, przy wyłączonej przez dłuższy czas pompowni, przypada jeszcze ok. 0,2 m powyżej stanu stwierdzonego w otworze, na głębokości ok. 0,4 m p.p.t. i rzędnej ok. 1,1 m n.p.m.

OCENA TECHNICZNYCH WŁAŚCIWOŚCI PODŁOŻA.

Wydzielono trzy warstwy geotechniczne podłoża:

WARSTWA I to wydymowe piaski drobne, wilgotne i nawodnione, luźne o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $ID = 30\%$. Są to grunty o obniżonej nośności, budują stropowe partie rodzimego podłoża (a tym samym utworów wydymowych) do głębokości 1,1 m p.p.t.; ich miąższość wynosi 0,6 m.

WARSTWA II to morskie i wydymowe piaski drobne, nawodnione, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $ID = 44\%$. Są to grunty nośne, budują głębsze partie utworów wydymowych, oraz stropowe partie utworów morskich o łącznej miąższości 1,4 m, sięgając głębokości 2,5 m p.p.t.

WARSTWA III to morskie piaski drobne, nawodnione, zagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $ID = 67\%$. Są to grunty nośne, budują głębsze partie utworów morskich, poniżej 2,5 m p.p.t.; nie przewiercono ich do głębokości 5,0 m p.p.t.

Z powyższego podziału geotechnicznego wyłączono nasyp niekontrolowany o miąższości 0,5 m, leżący na rodzimych piaskach warstwy I. Nasyp jest gruntem wysoce niejednorodnym, nieskonsolidowanym i o znacznej zawartości części organicznych, wskutek czego nie może stanowić podłoża budowlanego, nawet dla lekkich nawierzchni drogowych.

WNIOSKI.

- I. W podłożu obiektów planowanych w ramach zagospodarowania terenu byłej straży pożarnej na działce nr 59/1 przy ul. 1-go Maja – Ogrodowej w Świnoujściu – Karsiborze występują wydymowe i morskie piaski drobne, przykryte humusowo – gruzowym nasypem niekontrolowanym (Mg) o miąższości 0,5 m.
- II. Woda gruntowa o zwierciadle swobodnym stabilizuje się głębokości 0,6 m p.p.t., tj. na rzędnej 0,86 m n.p.m. Jest to poziom znacznie podwyższony w stosunku do stanu przeciętnego, o ok. 0,5 m w warunkach naturalnych i o ok. 0,8 m przy pracy pompowni melioracyjnej. Maksymalny poziom wody gruntowej, mogący wystąpić podczas roztopów grubej pokrywy śnieżnej, oraz szczególnie intensywnych opadów deszczu, przy wyłączonej przez dłuższy czas pompowni, przypada jeszcze ok. 0,2 m powyżej stanu stwierdzonego w otworze, na głębokości ok. 0,4 m p.p.t. i rzędnej ok. 1,1 m n.p.m. Warunki wodne są wobec powyższego korzystne dla budowy i eksploatacji planowanego zagospodarowania.
- III. Warunki gruntowe także są korzystne. Poniżej cienkiej pokrywy nasypów podłoża budują grunty nośne (warstwy II – III), tylko w partii stropowej do głębokości 1,1 m p.p.t. grunty o nośności wprawdzie obniżonej, jednak wystarczającej dla posadowienia wiat i siedzisk, oraz nawierzchni miejsc postojowych.
- IV. W obliczeniach statycznych należy uwzględnić najbardziej niekorzystny przypadek stanu wody gruntowej, tj. przesycenie wodą podłoża do rzędnej 1.1 m n.p.m.

3.1. Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia.

W oparciu o ustawę Prawo budowlane oraz o §4.2. Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. „w sprawie ustalenia geotechnicznych

warunków posadawiania obiektów budowlanych”, a także w oparciu o wykonane badania gruntu – istniejące warunki posadowienia zaliczamy do **prostych warunków gruntowych**.

3.2. Zaliczenie obiektu do kategorii geotechnicznej.

Dla projektowanej inwestycji przyjmuje się **pierwszą kategorię geotechniczną** obejmującą niewielkie obiekty budowlane o statycznie wyznaczalnym schemacie obliczeniowym, w prostych warunkach gruntowych, dla których wystarcza jakościowe określenie właściwości gruntów.

3.3. Wnioski i zalecenia.

Badane podłoże nadaje się do bezpośredniego posadowienia obiektu, jednak z uwagi na poziom wód gruntowych znajdujący się powyżej poziomu posadowienia, projektuje się posadowienie na wwibrowywanych palach skrzynkowych z grodziec 2xGU 16-400 o długości 3,0m.

Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych w rejonie posadowienia stwierdzone zostaną inne warunki gruntowe niż założone w projekcie technicznym, konieczne może być przystosowanie projektu do warunków istniejących.

UWAGA: w obliczeniach nośności pali przyjęto uśrednione warunki gruntowe na pobocznicę pala, w tym warstwę gruntów słabonośnych i nienośnych w górnej części pala o miąższości 0,5m. W przypadku stwierdzenia w trakcie robót większego zasięgu warstwy gruntów słabonośnych, należy w nadzorze autorskim dostosować wymaganą nośność układu pali do warunków rzeczywistych przez zmianę ilości lub długości pali.

4. Przyjęte obciążenia użytkowe:

- | | |
|------------------------|-----------|
| ♦ Obciążenie wiatrem: | II strefa |
| ♦ Obciążenie śniegiem: | II strefa |

5. Elementy konstrukcyjne.

Dokumentację techniczną wykonuje się w aspekcie planowanej inwestycji, w zakres której wchodzi następujące prace związane z konstrukcją powstającego obiektu:

- Posadowienie wiaty piknikowej.
- Elementy nośne wiaty piknikowej.

Biorąc pod uwagę istniejące gruntowo – wodne, specyfikę posadawianego obiektu oraz warunki środowiskowe i przyjętą klasę ekspozycji (XS1), elementy żelbetowe konstrukcyjne monolityczne wykonane zostaną z betonu wodoszczelnego C30/37 W8.

UWAGA:

Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych pod elementy konstrukcji stwierdzone zostaną inne od założonych w projekcie warunki gruntowe, należy przystosować projekt do warunków istniejących. Zaleca się wykonanie odbioru wykopu pod fundament przez uprawnionego geologa.

5.1. Wiata piknikowa.

Konstrukcję przekrycia wiaty zaprojektowano jako dach drewniany jednospadowy. Kąt nachylenia połaci dachu to 3° (5%). Drewno do konstrukcji dachu iglaste, klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Głównym elementem nośnym dachu są krokwie o przekroju 10,0x20,0cm w rozstawie co ok. 100,0cm oparte na drewnianych belkach nośnych o przekroju 25,0x30,0cm. Belki nośne oparte będą na ścianach i słupach murowanych z cegły pełnej klinkierowej, na siatce modularnej 2,90x4,60m, za pomocą zaprawy cementowo – wapiennej klasy M10.

Wszystkie połączenia elementów drewnianych wykonać zgodnie ze sztuką ciesielską używając jako łączników gwoździ, śrub bądź łączników ciesielskich ze stali nierdzewnej. Drewno przed zabudowaniem zabezpieczyć ciśnieniowo środkami przeciwgrzybicznymi, przeciwko owadom oraz podnoszącymi odporność ogniową.

Projektuje się posadowienie wiaty pośrednie na 8 palach skrzynkowych z dwóch grodzic GU 16-400, zabetonowanych po pograżeniu, o długości 3,0m. Głowicę każdego pala zazbroić należy koszem z 8 prętów Ø12mm oraz spiralą Ø6mm. Pale zwieńczone zostaną belkami oczepowymi o przekroju 50,0x50,0cm. Zbrojenie z głowicy zostanie wprowadzone i odgięte w belkę oczepową. Głębokość posadowienia oczepów to 0,5m poniżej poziomu ±0,00, na warstwie chudego betonu o gr. min. 10,0cm. Poziom ±0,00 ustalono na rzędnej 1,60m n.p.m. Pręty dolne zbrojenia oczepów łączyć z konstrukcją pala poprzez dospawanie do grodzic (rzędna zwieńczenia pala musi być zgodna z rzędną zbrojenia dolnego oczepu).

Materiał: beton C30/37 W8, stal A-I – strzemiona, A-IIIN (B500SP) – pręty główne.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

Pale – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 3,0m, zabetonowanych betonem C30/37.

6. Zastosowane materiały:

Beton C30/37 W8 – elementy żelbetowe.

Stal zbrojeniowa A-I (pręty rozdzielcze, strzemiona), A-IIIN (pręty główne) – np. B500SP.

Cegła pełna klinkierowa.

Pale skrzynkowe – z grodzic stalowych 2x GU 16-400, długości 3,0m, zabetonowanych betonem C30/37.

Drewno do konstrukcji dachu klasy min. C27 o wilgotności 12%.

7. Wnioski i zalecenia:

- 7.1. Jeśli w trakcie wykonywania prac fundamentowych w rejonie posadowień stwierdzone zostaną inne warunki gruntowe niż założone w projekcie technicznym, konieczne może być przystosowanie projektu do warunków istniejących.*
- 7.2. Roboty ziemne najlepiej przeprowadzić w okresie suchym, z uwzględnieniem stanu wód powierzchniowych.*
- 7.3. Zaleca się wykonanie odbioru wykopów pod fundamenty przez uprawnionego geologa.*

8. Uwagi ogólne:

- 8.1. Rozpoczęcie prac budowlanych może nastąpić po uzyskaniu decyzji o pozwoleniu na budowę, a następnie po uprawomocnieniu się tej decyzji.**
- 8.2. Budowa powinna być prowadzona pod nadzorem Kierownika Budowy i ewentualnie Inspektora Nadzoru.**
- 8.3. Przy wykonywaniu robót budowlanych należy stosować wyroby budowlane o właściwościach użytkowych umożliwiających prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym obiektom budowlanym spełnienie wymagań podstawowych, dopuszczone do obrotu i powszechnego lub jednostkowego stosowania w budownictwie.**
- 8.4. Roboty budowlane i rzemieślnicze powinny być wykonywane zgodnie z zasadami sztuki budowlanej oraz obowiązującymi przepisami i normami.**

**PROJEKT BUDOWLANO – WYKONAWCZY ZAGOSPODAROWANIA TERENU DLA INWESTYCJI
„ZAGOSPODAROWANIE TERENU BYŁEJ STRAŻY POŻARNEJ
NA WYPIE KARSIBÓR W ŚWINOUJŚCIU”
WIATA PIKNIKOWA**

ZESTAWIENIE OBLICZEŃ STATYCZNYCH

I. OBLICZENIA STATYCZNE – WIATA

1. WIĘŻBA DACHOWA .

Zestawienie obciążeń stałych na dach budynku wiaty

Rodzaj obciążenia:	war. char.	wsp.	war. obl.
	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Obciążenia stałe:			
Gont bitumiczny	0,100	1,200	0,120
Papa podkładowa	0,020	1,200	0,024
Wodoodporne płyty OSB 18 mm	0,115	1,200	0,138
Krokiew 10x20 cm co 100 cm	0,110	1,100	0,121
RAZEM:	0,345	1,175	0,403

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość b = 10,0 cm

Wysokość h = 20,0 cm

Zacios na podporach $t_k = 3,0$ cm

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C27**

→ $f_{m,k} = 27$ MPa, $f_{t,0,k} = 16$ MPa, $f_{c,0,k} = 22$ MPa, $f_{v,k} = 2,8$ MPa, $E_{90,mean} = 11,5$ GPa, $\rho_k = 370$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 3,0^\circ$

Rozstaw krokwi a = 1,00 m

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,00$ m

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 4,60$ m

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 0,00$ m

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,350$ kN/m² połaci dachowej; $\gamma_f = 1,10$

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: dach jednospadowy, strefa 2, nachylenie połaci 3,0 st.):

$S_k = 0,720$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-2: połac nawietrzna wariant II strefa II, teren A, z=H=3,0 m, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku H=3,0 m, B=5,0 m, L=9,1 m, nachylenie połaci 3,0 st., beta=1,80):

$p_k = 0,344$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

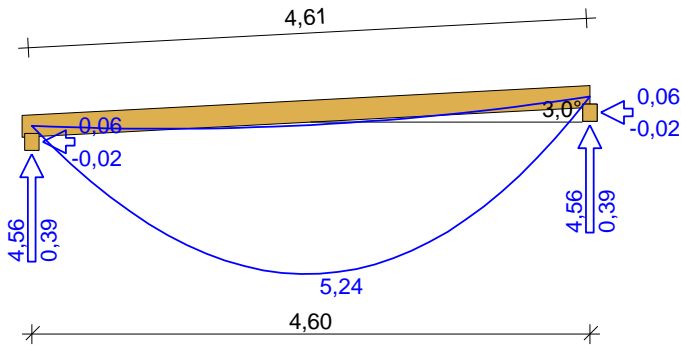
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-2: dolna połac nawietrzna, wariant I, strefa II, teren A, z=H=3,0 m, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku H=3,0 m, B=5,0 m, L=9,1 m, nachylenie połaci 3,0 st., beta=1,80):

$p_k = -0,098$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000$ kN/m² połaci dachowej

WYNIKI:

— M [kNm]
 — R [kN]



Momenty obliczeniowe - kombinacja (obc.stale max.+śnieg+wiatr)

$$M_{prześl} = 5,24 \text{ kNm}; \quad M_{podp} = 0,00 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - prześło:

$$\sigma_{m,y,d} = 7,87 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,473 < 1$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 0,01 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

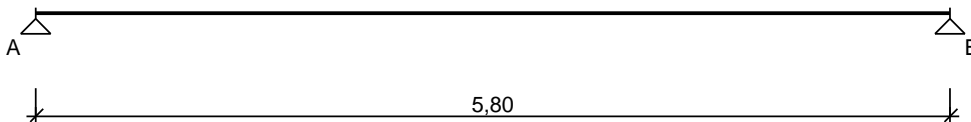
$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,001 < 1$$

Warunek użytkowalności (odcinek środkowy):

$$U_{fin} = 11,67 \text{ mm} < U_{net,fin} = l / 200 = 23,03 \text{ mm}$$

2. BELKA DREWNIANA W OSIACH 1 I 2.

SCHEMAT BELKI



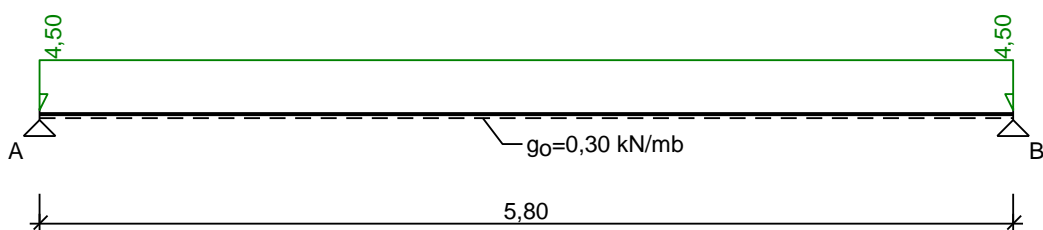
Parametry belki:

- klasa użytkowania konstrukcji - 2
- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$
- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek $l_d/l = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- ugięcie graniczne $U_{net,fin} = l_o / 300$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)

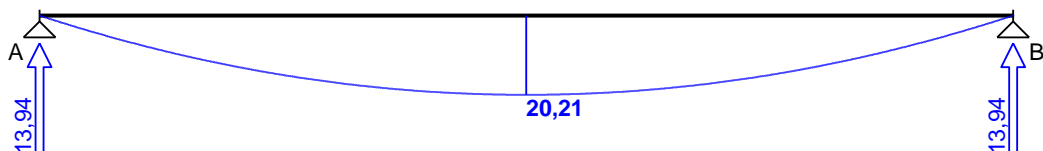
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

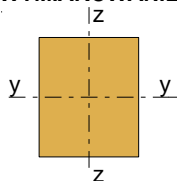
Przypadek **P1: Przypadek 1**

Momenty zginające [kNm]:



WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **25 / 30 cm**

$$W_y = 3750 \text{ cm}^3, J_y = 56250 \text{ cm}^4, m = 27,8 \text{ kg/m}$$

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C27**

$$\rightarrow f_{m,k} = 27 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 16 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 22 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}, E_{90,\text{mean}} = 11,5 \text{ GPa}, \rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$$

Zginanie

Przekrój $x = 2,90 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{\max} = 20,21 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,39 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,43 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{\text{crit}} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,39 \text{ MPa} < k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d} = 12,46 \text{ MPa}$$

Ścinanie

Przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 13,94 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,28 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,29 \text{ MPa}$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_A = 13,94 \text{ kN}$

$$a_p = 25,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,22 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,20 \text{ MPa}$$

Stan graniczny użytkowalności

Przekrój $x = 2,90 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{\text{fin}} = u_M + u_T = 17,53 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{\text{net,fin}} = l_0 / 300 = 19,33 \text{ mm}$

$$u_{\text{fin}} = 17,53 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 19,33 \text{ mm}$$

3. DOBÓR PALI SKRZYNKOWYCH.

Dane :

Pale : rura tymczasowa stalowa ϕ 406mm

rodzaj: stalowe z profili
wykonanie: wwibrowywane
przekrój pala: kołowy, o średnicy 40,60 (cm)
długość pala: 3,00 (m) od poziomu 1,06 (m)
typ głowicy: swobodna
układ pali: 3 pale w układzie liniowym, wzdłuż osi X : rzędy co 3,00 (m) powtórzone 2 razy

Podłoże gruntowe: woda gruntowa poniżej poziomu 0,00 (m)
 brak warstw osiadających

Układ warstw :

Rodzaj gruntu	I_D/I_L	w_n [%]	z [m]	g [kN/m ³]	t [kN/m ²]	q [kN/m ²]
Nasyp niebudowlany	0,20	15,00	1,46	19,00	0,00	0,00
Piasek drobny	0,30	28,00	0,96	18,50	28,92	1511,54
Piasek drobny	0,44	24,00	0,36	19,00	41,03	1989,71
Piasek drobny	0,66	24,00	-1,04	19,00	61,09	2669,12

Do obliczeń przyjęto warstwę zastępczą o poziomie stropu **z0 = 1,30 (m)**

Nośność pojedynczego pala:

Wytrzymałości gruntu na pobocznicy pala wciskanego

Rodzaj gruntu	z_{sr} [m]	h [m]	S_{si}	t_i [kN/m ²]	N_{si} [kN]
Nasyp niebudowlany	1,01	0,10	0,70	0,00	0,00
Piasek drobny	0,66	0,60	0,70	3,72	1,80
Piasek drobny	-0,34	1,40	0,70	13,49	15,17
Piasek drobny	-1,49	0,90	0,70	34,13	24,68

Wytrzymałości gruntu pod podstawą pala :

$$q = 859,36 \text{ (kN/m}^2\text{)} / S_{pi} = 1,00/$$

Nośność pala obciążonego siłą pionową

Nośność N_t (w gruncie nośnym)

$$141,78 \text{ (kN)} \quad (N_p = 100,13, N_s = 41,65)$$

Nośność N_w

$$- 25,66 \text{ (kN)}$$

Nośność pala obciążonego siłą poziomą

wysokość zaczepienia siły nad poz. terenu

$$h_H = 0,00 \text{ (m)}$$

obliczeniowy poziom terenu:

$$z_0 = 1,06 \text{ (m)}$$

współczynnik podatności bocznej gruntu

$$k_x = 18767,42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

zagłębienie pala w gruncie

$$h = 3,00 \text{ (m)}$$

zagłębienie sprężyste pala

$$h_S = 3,35 \text{ (m)}$$

pal sztywny ($h \geq 1,5 \cdot h_S$), **nośność**

$$H_r = 47,84 \text{ (kN)}$$

moment M_{max} od siły poziomej 100 kN

$$133,88 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Przemieszczenia pojedynczego pala:

<u>Parametry:</u>	moduł średni odksz. gruntu E_0	= 31887,84 (kN/m ²)
	moduł ściśliwości pala E_t	= 200000000,00 (kN/m ²)
	moduł odksz. w podstawie E_b	= 61494,50 (kN/m ²)
	poziom warstw nieodksz. z_S	= -29,00 (m)
	obliczenia dla pala z warstwą mniej ściśliwą w poziomie podstawy	

$$l_{ok} (h/D, K_a) = l_{ok} (7,14, 158,03) = 1,47$$

$$R_A = 0,03$$

$$R_h = 0,87$$

osiadanie s dla $Q_n=1\ 000\text{ kN}$: **13,8 (mm)**
 (bez uwzględniania tarcia negatywnego i ciężaru własnego)
 przemieszczenie y_0 dla $H_n = 100\text{ kN}$: **10,7 (mm)**

Nośność fundamentu palowego:

Liczba pali:	$n = 3$	współczynnik korekc.	$m = 0,90$
Najmniejsza odległość pali		$r = 3,00\text{ (m)}$	
Zasięg strefy naprężeń wokół pala :			
wciskanego	$R = 0,50\text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
wyciąganego	$R_w = 0,50\text{ (m)}$	$m_1 = 1,00$	
Nośność obliczeniowa pala (w grupie)			
wciskanego	$Q_r = 0,90 \cdot (1,00 \cdot 41,65 + 100,13) = 127,59\text{ (kN)}$		
wyciąganego	$Q_{rw} = -0,90 \cdot 1,00 \cdot 25,66 = -23,09\text{ (kN)}$		
Ciężar obliczeniowy pala z uwzględnieniem wyporu wody:	$G_p = 29,98\text{ (kN)}$		

Dopuszczalne pionowe obciążenie obliczeniowe przekazywane na pal:

wciskany	$P_{max} = 97,61\text{ (kN)}$
wyciągany	$P_{min} = -53,07\text{ (kN)}$

Kombinacje obciążeń:

Nr	Typ	Q [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]
1	SGN	135,00	0,00	0,00

Punkt obciążenia układu:	$x = 3,00\text{ (m)},$	$y = 0,00\text{ (m)}$
Środek ciężkości układu:	$x = 3,00\text{ (m)},$	$y = 0,00\text{ (m)}$
Punkt sugerowany:	$x = 3,00\text{ (m)},$	$y = 0,00\text{ (m)}$
<u>Wartości ekstremalne:</u>		

Kombinacja SGN nr 1:

Q_{max}	$= 45,00\text{ (kN)}$	(pal nr 1)
Q_{max}/Q_{min}	$= 1,00$	(pal nr 1)

Największa siła pionowa	$Q_{max} = 45,00\text{ (kN)}$ (dopuszczalna: 97,61 (kN))
Największy stosunek	$Q_{max}/Q_{min} = 1,00$

Wymagana dla nośności długość pala 2,10 (m) < L = 3,00 (m)

Warunek nośności jest spełniony.