

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Podstawa opracowania
2. Przedmiot opracowania.
3. Poziom odniesienia
4. Warunki gruntowo-wodne
5. Opis poszczególnych ustrojów i elementów konstrukcyjnych.
6. Technologia robót monolitycznych
7. Obliczenia
8. Uwagi końcowe

II. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

K01_RZUT FUNDAMENTÓ
K02_RZUT STROPU NAD PARETEREM
K03_RZUT DACHU
K04_PRZEKRÓJ PRZEZ DZWIGAR D1
K05_ PRZEKRÓJ PRZEZ DZWIGAR D2

1. Podstawa opracowania

Polskie normy, przepisy i instrukcje, w szczególności:

- **PN-EN 1990:2004**, *Podstawy projektowania konstrukcji. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości*,
- **PN-EN 1991-1-1:2004**, *Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*,
- **PN-EN 1991-1-1 2004**, *Oddziaływania na konstrukcje, część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*.
- **PN-EN 1991-1-3 2005**, *Oddziaływania na konstrukcje, część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem*.
- **PN-EN 1991-1-4 2008**, *Oddziaływania na konstrukcje, część 1-4: Oddziaływania*
 - *ogólne – Oddziaływania wiatru*.
- **PN-EN 1992-1-1 2008**, *Projektowanie konstrukcji z betonu, część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- **PN-EN 1996-1-1 2010**, *Projektowanie konstrukcji murowych, część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*.
- **PN-EN 1997-1 2008**, *Projektowanie geotechniczne, część 1: Zasady ogólne*.
- **PN-EN 1997-2 2009**, *Projektowanie geotechniczne, część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego*.

2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest projekt architektoniczno-budowlany dla zamierzenia budowlanego pn. „Budowa hali sportowej z zapleczem sanitarnym, salami lekcyjnymi, łącznikiem oraz infrastrukturą towarzyszącą”, polegającego na budowie przyszłolnej hali sportowej z zapleczem sanitarnym, łącznikiem, salami lekcyjnymi wraz z niezbędną infrastrukturą techniczną.

3. Poziom odniesienia

Jako poziom odniesienia przyjęto rzędną posadzki parteru:

$\pm 0,00$ = zgodnie z rzędną opisaną na PZT

4. Warunki gruntowo-wodne

Bezpośrednio pod powierzchnią terenu nawiercono warstwę antropogenicznego nasypu niekontrolowanego, składającego się z piasku drobnego, piasku średniego, gliny piaszczystej i humusu, w stanie luźnym i średnio zagęszczonym lub holoceniską pokrywę glebową, których miąższość mieści się w granicach 0,30 – 0,40 m.

Poniżej zalegają wodnolodowcowe piaski drobne i piaski średnie, w stanie średnio zagęszczonym i zagęszczonym oraz mułki zastoiskowe i gliny lodowcowe z okresu zlodowacenia północnopolskiego, w postaci gruntów spoistych konsolidacji „C”, wykształcone jako gliny pylaste, gliny piaszczyste, piaski gliniaste i pyły, w stanie konsystencji plastycznym, twardoplastycznym na pograniczu plastycznego oraz twardoplastycznym. Do głębokości rozpoznania nie przewiercono spągu gruntów spoistych.

Warunki geotechniczne określono na podstawie danych uzyskanych z wierceń badawczych. Niezbędne parametry geotechniczne ustalono metodą korelacji, sondowań oraz wzorów

empirycznych i doświadczeń.

Charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw zestawiono w tabeli parametrów geotechnicznych (załącznik nr 7). Budowę geologiczną z podziałem na warstwy geotechniczne pokazano na kartach otworów geotechnicznych (załącznik nr 3) oraz na przekrojach geotechnicznych (załącznik nr 4).

Głównym parametrem charakteryzującym grunty niespoiste jest stopień zagęszczenia ID , a grunty spoiste stopień plastyczności IL .

Ze względu na genezę i uziarnienie gruntów rodzimych występujących w podłożu, wydzielono dwie grupy gruntów. W obrębie grupy, w przypadku zróżnicowania litologicznego i wytrzymałościowego, wyodrębniono warstwy geotechniczne.

Grupa I – obejmuje niespoiste plejstocénskie grunty wodnolodowcowe. Wydzielono pięć warstw geotechnicznych.

WARSTWA IA – piaski drobne i piaski drobne z domieszką piasku średniego, w stanie średnio zagęszczonym, o uogólnionym stopniu zagęszczenia, $ID=0,50-0,55$. Grunty średnio przepuszczalne*;

WARSTWA IB – piaski pylaste z domieszką pyłu oraz piaski drobne zaglinione z domieszką piasku gliniastego, w stanie średnio zagęszczonym, o uogólnionym stopniu zagęszczenia, $ID=0,60$. Grunty średnio przepuszczalne*;

WARSTWA IC – piaski drobne przewarstwione piaskiem średnim z domieszką żwiru, w stanie zagęszczonym, o uogólnionym stopniu zagęszczenia, $ID=0,70$. Grunty średnio przepuszczalne*;

WARSTWA ID – piaski średnie z domieszką piasku drobnego, w stanie średnio zagęszczonym, o uogólnionym stopniu zagęszczenia, $ID=0,55$. Grunty dobrze przepuszczalne*;

WARSTWA IE – piaski średnie, piaski średnie z domieszką piasku drobnego, piaski średnie przewarstwione piaskiem gliniastym oraz piaski średnie przewarstwione żwirem z domieszką kamieni, w stanie średnio zagęszczonym, o uogólnionym stopniu zagęszczenia, $ID=0,60-0,65$. Grunty dobrze przepuszczalne*.

Grupa III – obejmuje plejstocénskie grunty spoiste genezy zastoiskowej i lodowcowej. Typ konsolidacji „C”. Wydzielono trzy warstwy geotechniczne.

WARSTWA IIA – pyły z domieszką piasku pylastego i gliny pylastej, pyły przewarstwione piaskiem pylastym, piaski gliniaste przewarstwione piaskiem pylastym, piaskiem średnim lub piaskiem grubym oraz gliny pylaste przewarstwione piaskiem pylastym i pyłem, w stanie konsystencji plastycznym, o uogólnionym stopniu plastyczności $IL_{sr}=0,30-0,35$. Grunty słabo i półprzepuszczalne*;

WARSTWA IIB – pyły z domieszką piasku pylastego, piaski gliniaste z domieszką piasku pylastego lub przewarstwione piaskiem średnim, gliny piaszczyste przewarstwione piaskiem grubym, gliny pylaste oraz gliny pylaste przewarstwione piaskiem drobnym lub piaskiem pylastym, w stanie konsystencji twardoplastycznym oraz twardoplastycznym na pograniczu plastycznego, o uogólnionym stopniu plastyczności $IL_{sr}=0,20-0,25$. Grunty słabo i półprzepuszczalne*;

WARSTWA IIC – piaski gliniaste, w stanie konsystencji twardoplastycznym, o uogólnionym stopniu plastyczności $IL_{sr}=0,15$. Grunty słabo przepuszczalne*;

*przepuszczalność gruntów zgodnie z Pazdro Z., Kozerski B., 1990: Hydrogeologia ogólna

Warunki gruntowo – wodne w podłożu oraz wymiary projektowanego obiektu sprawiają, że przedmiotową analizę proponuje się zakwalifikować do **II kategorii geotechnicznej, w prostych warunkach gruntowych**.

Grunty rodzime – niespoiste (**grupa I**) oraz grunty spoiste, w stanie konsystencji twardoplastycznym na pograniczu plastycznego i twardoplastycznym (**warstwy IIB, IIC**), charakteryzują się korzystnymi wartościami parametrów geotechnicznych i mogą stanowić podłoże budowlane.

Grunty spoiste w stanie konsystencji **plastycznym, o IL=0,30-0,35 (warstwa IIA)**, ze względu swój stan mogą charakteryzować się pogorszonymi parametrami geotechnicznymi, dlatego w procesie projektowania należy traktować je indywidualnie.

Zalegające na powierzchni terenu nasypy kulturowe oraz holocenińska pokrywa glebowa, z uwagi na niejednorodny skład oraz stan zostały zakwalifikowane do gruntów słabonośnych, dlatego nie mogą stanowić podłoża gruntowego projektowanej inwestycji. Zaleca się wybrać je z podłoża gruntowego do stropu gruntu nośnego i wymienić na jednorodny materiał piaszczysto-żwirowy o kontrolowanym zagęszczeniu.

Decydujące znaczenie o wyborze metody posadowienia oraz konstrukcji obiektu będą miały wyniki obliczeń statycznych przeprowadzonych przez Projektanta/Konstruktora

W okresie, w którym prowadzono prace terenowe (30.08.2023 r.), w trakcie wierceń stwierdzono występowanie zwierciadła wód podziemnych o charakterze swobodnym, na głębokości 2,00 - 2,30 m p.p.t., tj. 98,00 – 98,50 m n.p.m. Drugi poziom wodonośny rozpoznano w formie zwierciadła napiętego lub sączeń śródglinowych, na głębokości 3,30 – 5,50 m p.p.t., które stabilizowało się w poziomie pierwszego zwierciadła wody gruntowe.

WNIOSKI

Zebrane materiały pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Warunki gruntowo – wodne określa się jako proste i zaleca się przyjęcie II kategorii geotechnicznej, zgodnie z: Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych.
- Na etapie prac ziemnych zalecany jest nadzór geotechniczny, w celu odbioru dna wykopu.
- Zalegające bezpośrednio pod powierzchnią terenu antropogeniczne nasypy niekontrolowane oraz holoceniską pokrywę glebową zaleca się wybrać z podłoża gruntowego do stropu gruntu nośnego i wymienić na jednorodny materiał piaszczysto-żwirowy, o kontrolowanym zagęszczeniu.
- Grunty rodzime – niespoiste (grupa I) oraz grunty spoiste, w stanie konsystencji twardoplastycznym na pograniczu plastycznego i twardoplastycznym (warstwy IIB, IIC), charakteryzują się korzystnymi wartościami parametrów geotechnicznych i mogą stanowić podłoże budowlane.
- Grunty spoiste w stanie konsystencji plastycznym, o IL=0,30-0,35 (warstwa IIA), ze względu swój stan mogą charakteryzować się pogorszonymi parametrami geotechnicznymi, dlatego w procesie projektowania należy traktować je indywidualnie.
- W obrysie projektowanego budynku zaleca się usunięcie podłoża słabonośnego, wymieniając ją na grunt mineralny niespoisty (Pd, Ps, Pr, Po, Ż), o zawartości frakcji pyłowej i ilowej <5% (frakcji ilowej <2%), zagęszczony warstwami do wskaźnika zagęszczenia $IS \geq 0,98$.
- Grunty rodzime niespoiste, które mogą się pojawić w wykopie fundamentowym, zaleca się również zagęścić do wskaźnika zagęszczenia $IS \geq 0,98$.
- Niewłaściwe zagęszczenie ($IS < 0,98$) gruntów pod fundamentami budynku oraz pod

nawierzchnią utwardzoną może doprowadzić do nierównomiernego osiadania podłoża.

→ Rozpoznane na badanym terenie grunty spoiste (grupa II) zakwalifikowano do gruntów bardzo mocno wysadzinowych i tiksotropowych.

→ Dno wykopu fundamentowego należy zabezpieczyć przed negatywnym oddziaływaniem wody gruntowej. W przypadku uplastycznienia stropowej części dna wykopu, należy dokonać wymiany na warstwę podbetonu klasy C8/10.

→ W okresie, w którym prowadzono prace terenowe (30.08.2023 r.), w trakcie wierceń stwierdzono występowanie zwierciadła wód podziemnych o charakterze swobodnym, na głębokości 2,00 - 2,30 m p.p.t., tj. 98,00 – 98,50 m n.p.m. Drugi poziom wodonośny rozpoznano w formie zwierciadła napiętego lub sączeń śródglinowych, na głębokości 3,30 – 5,50 m p.p.t., które stabilizowało się w poziomie pierwszego zwierciadła wody gruntowej. Szczegóły obserwacji hydrogeologicznych zawarto w tabeli 1.

→ Stan wód gruntowych, w naturalny sposób będzie podlegał sezonowym wahaniom wynikającym z jednej strony z okresów bezdeszczowych, z drugiej zaś z występowania długotrwałych okresów opadów atmosferycznych oraz wiosennych roztopów.

→ Wody opadowe mogą stagnować na stropie gruntów spoistych (grupa II), w szczególności po silnych opadach nawaalnych lub wiosennych roztopach.

→ Głębokość przemarzania gruntu w tym rejonie wynosi 0,80 m.

→ Przydatność i wykorzystanie nasypów niebudowlanych powinno być poddane indywidualnej analizie na etapie budowy. Ze względu na charakter wykształcenia litologicznego opisanych nasypów niekontrolowanych nie zaleca się ich ponownego wykorzystania.

→ Rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych oraz parametrów geotechnicznych podłoża ma charakter punktowy.

→ Z racji iż badania geotechniczne były wykonywane punktowo (stan rzeczywisty miąższości nasypów odniesiony jest do punktu wykonania otworu geotechnicznego) miąższość, głębokość zalegania i skład gruntów antropogenicznych mogą być zróżnicowane. Z tego powodu zaleca się prowadzenie nadzoru geotechnicznego nad pracami ziemnymi w czasie trwania budowy.

→ Otwarte wykopy należy chronić przed wilgocią oraz zalewaniem. Nie zachowanie tego warunku spowoduje uplastycznienie się gruntów spoistych i rozluźnienie gruntów piaszczystych, co w konsekwencji obniży parametry wytrzymałościowe podłoża.

→ Wszelkie prace ziemne należy prowadzić starannie, aby nie naruszyć naturalnej struktury gruntów, co obniżyłoby ich nośność.

5. Opis poszczególnych ustrojów i elementów konstrukcyjnych

5.1. Posadowienie budynku

Posadowienie zaprojektowano w postaci stóp oraz ław fundamentowych z betonu C25/30 (B30) zbrojone stalą A-IIIIN.

5.2. Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe, należy wykonać z bloczków betonowych M6 na zaprawie cementowej M15, wypełnienie spoin pionowych i poziomych. W ścianach, należy wykonać żelbetowe słupy z betonu C25/30 (B30) zbrojone stalą A-IIIIN. Elementy muru należy łączyć z elementami monolitycznymi „na strzępia”.

5.3. Ściany nośne

Ściany nośne zaprojektowano z bloczków SILKA klasy 15MPa na zaprawie do cienkich spoin, grubości 24cm. W ścianach, należy wykonać słupy żelbetowe z betonu C25/30 (B30) zbrojone stalą A-IIIIN (B500SP) wg rysunków konstrukcyjnych. Rdzenie łączyć z murem „na strzępia”.

5.4. Ściany działowe

Ściany działowe zaprojektowano z bloczków SILKA na zaprawie do cienkich spoin, grubości 12cm.

5.5. Wieńce

Wieńce żelbetowe zaprojektowano jako monolityczne z betonu C25/30 (B30) zbrojonego stalą A-IIIIN (B500SP).

5.6. Nadproża i podciąg

Belki żelbetowe zaprojektowano jako monolityczne z betonu C25/30 (B30) zbrojonego stalą A-IIIIN (B500SP). Typowe nadproża przewidziano jako prefabrykowane belki nadprożowe SBN 120x120.

W miejscu wyburzenia ściany istniejącej- przy łączniku, zaprojektowano podciąg stalowy składający się z trzech belek o przekroju IPE180, IPE220.

Wprowadzenie zmian w istniejącej części należy przeprowadzać w następującej kolejności:

- W istniejącym murze wykonać bruzdę o głębokości umożliwiającej osadzenie belki IPE180, IPE220 z jednej strony muru belkę zaklinować w ścianie za pomocą klinów stalowych, kliny umieszczać w miejscu zetknięcia się górnej krawędzi belki ze stropem co 25 cm oraz w pkt podparcia belki na poduszce betonowej (20 cm) po zaklinowaniu belki szczeliny między belka a stropem wypełnić szybkością zaprawą betonową np. Adiment AM3 lub inną o takich samych właściwościach, następnie w sposób analogiczny osadzić belki po drugiej stronie ściany.

- W celu połączenia między sobą belek wykonać w środku, w połowie ich wysokości otwory Ø18, przez które przeprowadzić śruby Ø16 i łączyć nimi belki, ściągając belki nakrętkami.

- Belki połączyć śrubami na obu końcach i w środku rozpiętości oraz na długości co 55cm. Szczeliny (wszystkie) wypełnić szybkością zaprawą betonową np. Adiment AM3 lub inną o takich samych właściwościach.

- Po wykonaniu prac związanych z osadzaniem wszystkich belek stalowych można przystąpić do wyburzenia ściany w świetle otworu.

5.7. Słupy oraz rdzenie żelbetowe

Słupy oraz rdzenie zaprojektowano jako żelbetowe monolityczne z betonu C25/30 (B30) zbrojonego stalą A-IIIIN. Słupy oraz rdzenie należy łączyć ze ścianami na strzępia.

5.8. Dach

Dźwigary dachowe zaprojektowano jako łukowe w grubości 20cm z drewna klasy GL24.

Stężone tężnikami z drewna klejonego GL24 oraz stężeniami z profili kwadratowych zamkniętych ze stali S355JR(18G2).

Poszycie dachowe zaprojektowano z blachy trapezowej TR135 gr 0.70mm, dwu i jednoprzęsłową (zakładkową).

Uwaga:

Na etapie realizacji należy zlecić wykonanie projektu warsztatowego dźwigarów z drewna klejonego GL24. Dostawca dźwigarów powinien zaprojektować dźwigary oraz tężnik uwzględniając obciążenia z założeń projektowych.

Założenia projektowe:**OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE NA STROPODACH:**

CIEŻAR WARSTW: $p_{char}=0.80\text{kN/m}^2$,

OBCIĄŻENIE WIATREM: $p_{char}=-0.34\text{kN/m}^2$,

5.9. Stropodach

Zaprojektowano stropodach z płyt kanałowych sprężonych, wysokość konstrukcyjna stropów $h=0,20\text{ m}$, REI60, przyjęto minimalną głębokość oparcia stropów na ścianach wynoszącą $0,08\text{ m}$. Oparcie na ścianach wykonać za pośrednictwem pustaków szalunkowych typu L lub C, lub za pośrednictwem warstwy zaprawy cementowej klasy (marki) nie mniejszej niż 8 MPa (1:3 – przy marce cementu 35), grubości nie mniejszej niż 3 cm , zbrojonej zgrzewaną siatką stalową z prętów $\phi 3,0\text{ mm}$, o oczkach $0,10 \times 0,10\text{ m}$. Powierzchnię górną wyżej opisaną „podlewki” należy wypoziomować zacierając na gładko packą, z utrzymaniem stałej wilgoci (zraszanie wodą).

Przyjęta klasa ekspozycji XC1.

Uwaga 1 : Przy wykonywaniu stropu należy stosować wszystkie przepisy BHP dotyczące wykonania stropów w szczególności dotyczących barier ochronnych, zabezpieczenia otworów technologicznych w stropach.

Uwaga:

Na etapie realizacji należy zlecić wykonanie projektu warsztatowego stropu kanałowego sprężonego wysokość 20 cm , REI60. Dostawca stropu powinien zaprojektować strop uwzględniając obciążenia z założeń projektowych.

Założenia projektowe:**OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE NA STROPODACH:**

CIEŻAR WARSTW: $p_{char}=1.10\text{kN/m}^2$,

OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM: $p_{char}=1.4\text{kN/m}^2$,

OBCIĄŻENIA INSTALACJĄ FOTOWOLTANICZNĄ: $p_{char}=1.0\text{kN/m}^2$,

OBCIĄŻENIE UŻYTKOWE: $p_{char}=1.5\text{kN/m}^2$

6. Technologia robót monolitycznych

Mieszanka betonowa użyta do konstrukcji budynku powinna charakteryzować się takim doбором składników, aby przy wymaganiach właściwościach stwardniałego betonu uzyskać jednocześnie wolne wydzielanie ciepła twardnienia, możliwe duże odkształcenie oraz niski współczynnik rozszerzalności termicznej i możliwie duża przewodność betonu.

W tego rodzaju konstrukcjach (duże odległości między dylatacjami oraz elementy o znacznej grubości) istotnym jest stosowanie cementów o niskim cieple twardnienia, które nie powinno przekraczać granicy $250 - 280\text{ J/q}$ po 7 dniach twardnienia.

Do mieszanki betonowej należy stosować kruszywo o ograniczonej do niezbędnego minimum ilości drobnych frakcji.

Zaleca się również stosowanie do mieszanki betonowej bardzo sprawne dodatki uplastyczniające a w okresie letnim dodatki przedłużające czas wiązania cementu. Przy produkcji masy betonowej należy dążyć do obniżenia temperatury początkowej mieszanki. Przed przystąpieniem do betonowania wykonawca opracuje projekt roboczy wykonania konstrukcji, który powinien uwzględnić posiadanie przez wykonawcę zdolności przerobowe oraz zasady betonowania konstrukcji.

W projekcie roboczym należy uwzględnić takie elementy jak :

- wydajność eksploatacyjną wytwórni betonu
- minimalną wydajność produkcji betonu związana z przyjętym sposobem układania betonu
- sposób układania betonu
- podział całości na fragmenty oddzielne przerwami dylatacyjnymi i roboczymi
- podział konstrukcji na fragmenty betonowane jednorazowo
- sposób układania mieszanki
- sposób pielęgnacji betonu
- dostosowanie założonych technologii do pory roku w której będzie wykonywana konstrukcja z uwzględnieniem temperatur występujących w tym okresie.

Przy realizacji elementów płytowych (stropy, płyta fundamentowa) niezbędne jest ponadto betonowanie odcinkami o długości nie przekraczającej 15 m z pozostawieniem przerw do późniejszego zabetonowania.

7. Obliczenia

7.1. Zebranie obciążeń na dach

Obciążenia stałe dachu łukowego:

	Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
Membrana dachowa	0,30	1,2	0,36
Wełna mineralna gr 25cm 0,25x1,0	0,25	1,2	0,30
Blacha trapezowa	0,15	1,2	0,18
Dźwigar(uwzględnione przez rm win)			
Instalacje	0,10	1,2	0,12
SUMA=	0,80	1,2	0,96

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$0,80 \times 4,8 = 3,84 \text{ kN/m}$$

Obciążenie śniegiem dachu łukowego:

Strefa 1 - $s_k = 0,70 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

	Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
	0,7x0,8	1,5	0,84
SUMA =	0,56	-	0,84

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$0,56 \times 4,8 = 2,68 \text{ kN/m}$$

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
0,7x0,4	1,5	0,42
0,28	-	0,42

SUMA =

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$0,28 \times 4,8 = 1,34 \text{ kN/m}$$

Obciążenie wiatrem:

Strefa I - $q_k = 0,30 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Teren A - $C_e = 0,$

C □ Z1-3

□ = 1,8 - budynek niepodatny na dynamiczne działanie wiatr

Obciążenie wiatrem dachu łukowego:

Połąć nawietrzna wariant Ia (ssanie)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (-0,9) \times 1,8$$

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
-0,43	1,5	-0,66
-0,44	-	-0,66

SUMA=

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$-0,44 \times 4,8 = 2,11 \text{ kN/m}$$

Połąć nawietrzna wariant Ib (ssanie)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (-0,6) \times 1,8$$

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
-0,29	1,5	-0,44
-0,29	-	-0,44

SUMA=

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$-0,29 \times 4,8 = 1,39 \text{ kN/m}$$

Połąć nawietrzna wariant Ic (ssanie)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (-0,7) \times 1,8$$

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
-0,34	1,5	-0,51
-0,34	-	-0,51

SUMA=

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$-0,34 \times 4,8 = 1,63 \text{ kN/m}$$

Połąć nawietrzna wariant IIa (ssanie)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (-0,1) \times 1,8$$

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$-0,05 \times 4,8 = 0,24 \text{ kN/m}$$

Połąć nawietrzna wariant Ib (ssanie)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (-0,6) \times 1,8$$

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$-0,29 \times 4,8 = 1,39 \text{ kN/m}$$

Połąć nawietrzna wariant Ic (ssanie)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (-0,7) \times 1,8$$

Obciążenie przypadające na dźwigar

Obciążenie charakterystyczne:

$$-0,34 \times 4,8 = 1,63 \text{ kN/m}$$

7.2. Obciążenia ścian wiatrem

Połąć nawietrzna wariant I (parcie nawietrzna)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (0,7) \times 1,8$$

Obciążenie przypadające na słup

Obciążenie charakterystyczne:

$$0,34 \times 4,8 = 1,63 \text{ kN/m}$$

Połąć zawietrzna wariant I (ssanie zawietrzna)

$$q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,3 \times 0,9 \times (-0,4) \times 1,8$$

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
-0,05	1,5	-0,07
SUMA= -0,05	-	-0,07

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
-0,29	1,5	-0,44
SUMA= -0,29	-	-0,44

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
-0,34	1,5	-0,51
SUMA= -0,34	-	-0,51

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
0,34	1,5	0,51
SUMA= 0,34	-	0,51

Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
-0,19	1,5	-0,29
SUMA= -0,19	-	-0,29

Obciążenie przypadające na słup

Obciążenie charakterystyczne:

$$-0,19 \times 4,8 = 0,91 \text{ kN/m}$$

7.3. Zebranie obciążeń na stropodach

Obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe stropu:

Membrana 0,30kN/m²

$$=0,36\text{kN/m}^2,$$

Wełna mineralna 45cm

$$0,45 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

$$=0,54 \text{ kN/m}^2,$$

Folia izolacyjna PE

płyta stropu SMART grubości 20 cm

$$3,00\text{kN/m}^2 \cdot 1,1 = 3,30 \text{ kN/m}^2$$

$$= 3,30 \text{ kN/m}^2$$

Sufit podwieszany na ruszcie stalowym- płyty GK

Lub tynk gipsowy

$$0,015 \cdot 16 \cdot 1,2 = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$=0,30 \text{ kN/m}^2,$$

Obciążenie od instalacji podwieszonych

$$0,10 \times 1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$=0,12 \text{ kN/m}^2,$$

$$g=4,10 \text{ kN/m}^2$$

$$4,62 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie śniegiem stropodachu:

Strefa 1 - $s_k = 0,70 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

	Obc. char. [kN/m ²]	γ_f	Obc. obl. [kN/m ²]
	0,7x2,0	1,5	2,10
SUMA =	1,40		2,10

obciążenie użytkowe wg PN-82/B-02003

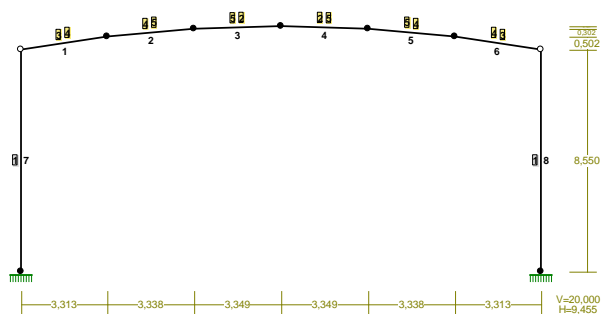
$$p=1,50\text{kN/m}^2 \times 1,4 = 2,10\text{kN/m}^2$$

obciążenia od instalacji fotowoltanicznej

$$p=1,00\text{kN/m}^2 \times 1,4 = 2,10\text{kN/m}^2$$

7.4. Wymiarowanie dźwigaru

PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

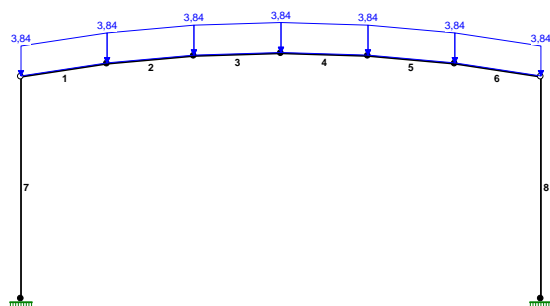
Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
 10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
 22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	10	0	1	3,313	0,502	3,351	1,000	3-4
2	00	1	2	3,338	0,302	3,352	1,000	4-5
3	00	2	3	3,349	0,101	3,351	1,000	5-2
4	00	3	4	3,349	-0,101	3,351	1,000	2-5
5	00	4	5	3,338	-0,302	3,352	1,000	5-4
6	01	5	6	3,313	-0,502	3,351	1,000	4-3
7	01	7	0	0,000	8,550	8,550	1,000	1 B 600x400
8	01	8	6	0,000	8,550	8,550	1,000	1 B 600x400

OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW "Ciężar własny"			Stałe	$\gamma_G = 1,35/1,00$	

OBCIĄŻENIA: A "stale"

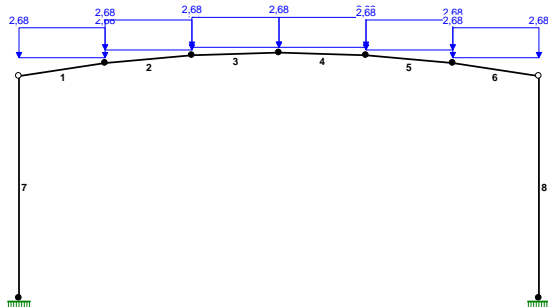


OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "stale"			Stałe	$\gamma_G = 1,35/1,00$	

1	Liniowe	0,0	3,84	3,84	0,00	3,35
2	Liniowe	0,0	3,84	3,84	0,00	3,35
3	Liniowe	0,0	3,84	3,84	0,00	3,35
4	Liniowe	0,0	3,84	3,84	0,00	3,35
5	Liniowe	0,0	3,84	3,84	0,00	3,35
6	Liniowe	0,0	3,84	3,84	0,00	3,35

OBCIĄŻENIA: B "śnieg"

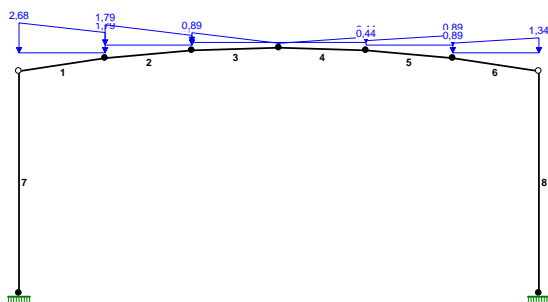


OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
-------	---------	------	----------	----------	--------	--------

Grupa: B "śnieg"			Zmienne		$\gamma_Q = 1,50$	
1	Liniowe-Y	0,0	2,68	2,68	0,00	3,35
2	Liniowe-Y	0,0	2,68	2,68	0,00	3,35
3	Liniowe-Y	0,0	2,68	2,68	0,00	3,35
4	Liniowe-Y	0,0	2,68	2,68	0,00	3,35
5	Liniowe-Y	0,0	2,68	2,68	0,00	3,35
6	Liniowe-Y	0,0	2,68	2,68	0,00	3,35

OBCIĄŻENIA: C "śnieg1"



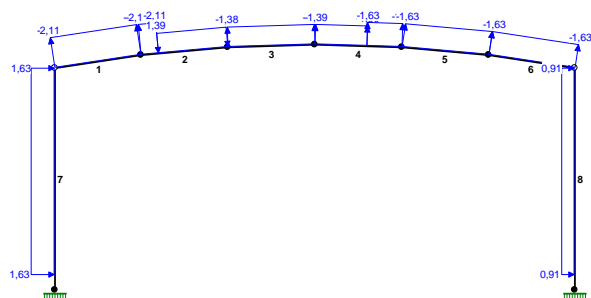
OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
-------	---------	------	----------	----------	--------	--------

Grupa: C "śnieg1"			Zmienne		$\gamma_Q = 1,50$	
1	Liniowe-Y	0,0	2,68	1,79	0,00	3,35
2	Liniowe-Y	0,0	1,79	0,89	0,00	3,35
3	Liniowe-Y	0,0	0,89	0,00	0,00	3,35
4	Liniowe-Y	0,0	0,00	0,44	0,00	3,35

5	Liniowe-Y	0,0	0,44	0,89	0,00	3,35
6	Liniowe-Y	0,0	0,89	1,34	0,00	3,35

OBCIĄŻENIA: D "wiatr"

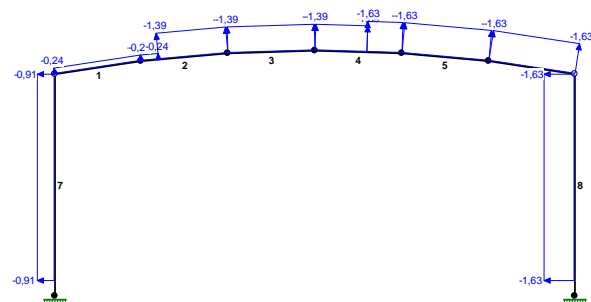


OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
-------	---------	------	----------	----------	-------	-------

Grupa: D "wiatr"			Zmienne		$\gamma_Q = 1,50$	
1	Liniowe	8,6	-2,11	-2,11	0,00	3,35
2	Liniowe	5,2	-2,11	-2,11	0,00	0,67
2	Liniowe	5,2	1,39	1,39	0,67	3,35
3	Liniowe	1,7	-1,38	-1,38	0,00	3,35
4	Liniowe	-1,7	-1,39	-1,39	0,00	2,00
4	Liniowe	-1,7	-1,63	-1,63	2,00	3,35
5	Liniowe	-8,6	-1,63	-1,63	0,00	3,35
6	Liniowe	-8,6	-1,63	-1,63	0,00	3,35
7	Liniowe	90,0	1,63	1,63	0,60	8,55
8	Liniowe	90,0	0,91	0,91	0,60	8,55

OBCIĄŻENIA: E "wiat1"



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
-------	---------	------	----------	----------	-------	-------

Grupa: E "wiat1"			Zmienne		$\gamma_Q = 1,50$	
1	Liniowe	8,6	-0,24	-0,24	0,00	3,35
2	Liniowe	5,2	-0,24	-0,24	0,00	0,67
2	Liniowe	5,2	-1,39	-1,39	0,67	3,35
3	Liniowe	1,7	-1,39	-1,39	0,00	3,35
4	Liniowe	-1,7	-1,39	-1,39	0,00	2,00

4	Liniowe	-1,7	-1,63	-1,63	2,00	3,35
5	Liniowe	-5,2	-1,63	-1,63	0,00	3,35
6	Liniowe	-8,6	-1,63	-1,63	0,00	3,35
7	Liniowe	90,0	-0,91	-0,91	0,60	8,55
8	Liniowe	90,0	-1,63	-1,63	0,60	8,55

W Y N I K I wg PN-EN 1990

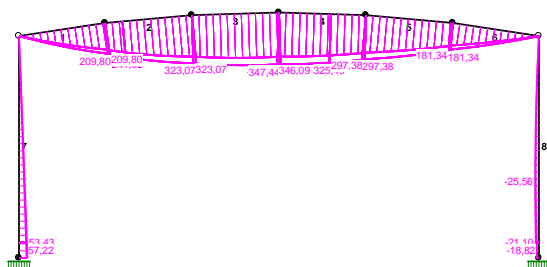
Teoria I-go rzędu

RM_Win v. 11.124 licencja nr 46381

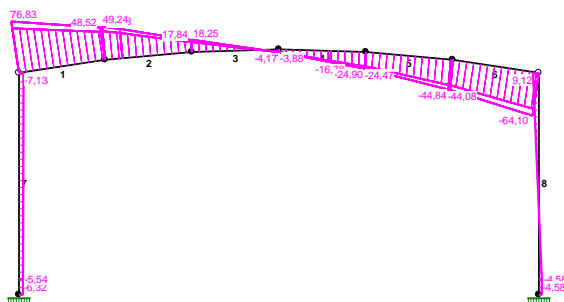
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	γ :	$\psi_0/\psi_1/\psi_2$:
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,35/1,00	
A -"stałe"	Stałe	1,35/1,00	
B -"śnieg"	Zmienne	1 1,50	0,5/0,2/0
C -"śnieg1"	Zmienne	1 1,50	0,5/0,2/0
D -"wiatr"	Zmienne	1 1,50	0,6/0,2/0
E -"wiatr1"	Zmienne	1 1,50	1/1/1

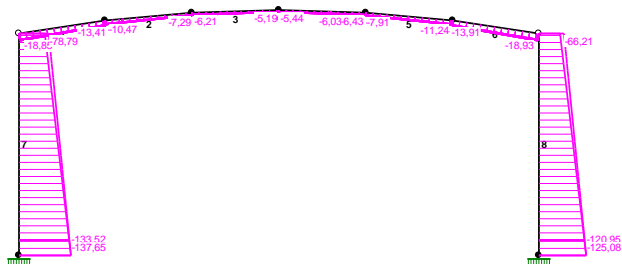
MOMENTY:



TNĄCE:



NORMALNE :

**SIŁY PRZEKROJOWE:**

T.I rzędu

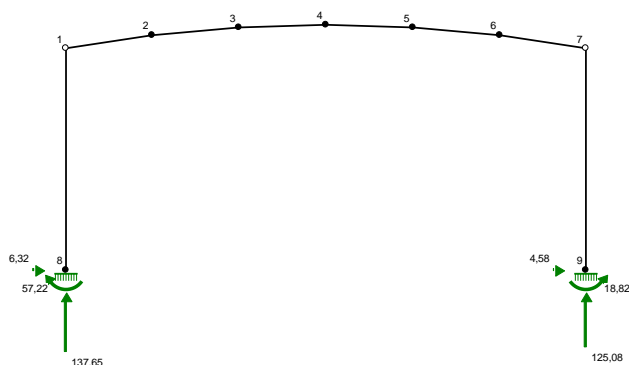
Obciążenia obl.: CW ABCDE

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	a 0,00	0,000	0,00	66,66	-16,52
	b 0,00	0,000	0,00	76,83	-18,85
	a 1,00	3,351	181,73	41,90	-11,63
	b 1,00	3,351	209,80	48,52	-13,41
2	a 0,00	0,000	181,73	42,52	-9,09
	b 0,00	0,000	209,80	49,24	-10,47
	a 1,00	3,352	278,25	14,55	-6,22
	b 1,00	3,352	323,07	17,84	-7,29
3	a 0,00	0,000	278,25	14,89	-5,33
	b 0,00	0,000	323,07	18,25	-6,21
	b 0,81	2,705	347,44*	-0,01	-5,38
	b 0,81	2,703	347,44*	0,00	-5,38
	a 1,00	3,351	295,70	-4,15	-4,42
	b 1,00	3,351	346,09	-4,17	-5,19
4	a 0,00	0,000	295,70	-3,88	-4,66
	b 0,00	0,000	346,09	-3,85	-5,44
	a 1,00	3,351	252,56	-21,55	-5,56
	b 1,00	3,351	297,38	-24,90	-6,43
5	a 0,00	0,000	252,56	-21,18	-6,84
	b 0,00	0,000	297,38	-24,47	-7,91
	a 1,00	3,352	153,27	-38,12	-9,85
	b 1,00	3,352	181,34	-44,84	-11,24
6	a 0,00	0,000	153,27	-37,46	-12,13
	b 0,00	0,000	181,34	-44,08	-13,91
	a 1,00	3,351	0,00	-53,93	-16,61
	b 1,00	3,351	0,00	-64,10	-18,93
7	a 0,00	0,000	50,60	-5,54	-137,64
	b 0,00	0,000	57,22	-6,32	-137,65
	a 0,07	0,600	47,28	-5,54*	-132,78
	a 1,00	8,550	0,00	-6,35	-68,38
	b 1,00	8,550	0,00	-7,13	-78,79

8	a	0,00	0,000	-12,20	-4,58	-125,06
	b	0,00	0,000	-18,82	-3,81	-125,08
	b	0,35	2,960	-25,56*	0,03	-104,70
	a	0,07	0,600	-14,95	-4,58*	-120,20
	a	1,00	8,550	0,00	8,34	-55,81
	b	1,00	8,550	0,00	9,12	-66,21

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW ABCDE

Węzeł:		H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
8	a	5,54	137,64	137,75	-50,60
	b	6,32	137,65	137,80	-57,22
9	a	4,58	125,06	125,15	12,20
	b	3,81	125,08	125,14	18,82

REAKCJE PODPOROWE:

T.I rzędu

Obciążenia char.: CW ABCDE

Węzeł:		H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
8		5,07	115,08	115,19	-45,52
9		1,68	106,69	106,71	19,92

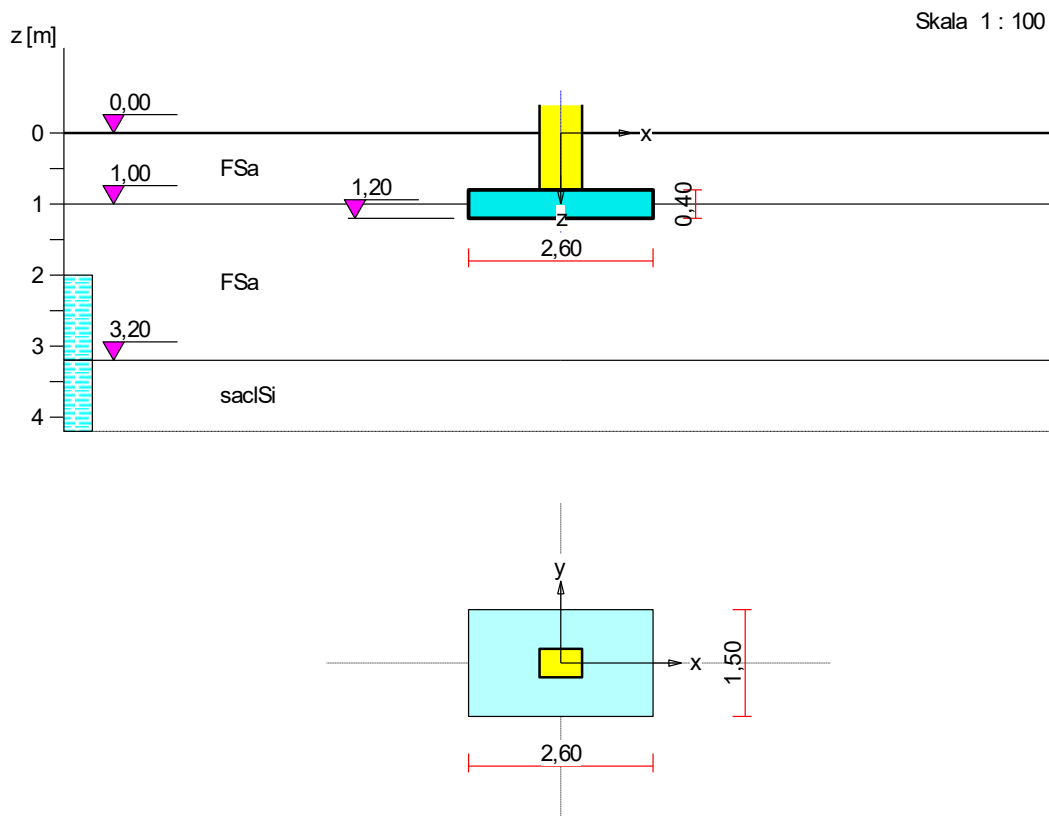
PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW:

T.I rzędu

Obciążenia char.: CW ABCDE

Węzeł:	Ux [m]:	Uy [m]:	Wypadkowe [m]:	Fi [rad] ([deg]):
1	-0,00488	-0,00010	0,00488	
2	-0,00190	-0,01989	0,01998	-0,00457 (-0,262)
3	-0,00092	-0,03088	0,03089	-0,00207 (-0,118)
4	-0,00083	-0,03410	0,03411	0,00011 (0,006)
5	-0,00071	-0,03022	0,03022	0,00222 (0,127)
6	0,00028	-0,01907	0,01907	0,00449 (0,257)
7	0,00313	-0,00009	0,00314	
8	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
9	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)

7.5. Wymiarowanie stóp SF1



1. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 1,20$ m

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B_x = 2,60$ m, $B_y = 1,50$ m,

Wysokość: $H = 0,40$ m,

Mimośrod: $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m.

1.1. Podłoże gruntowe

1.2. Teren

Istniejący względny poziom terenu: $z_t = 0,00$ m,

Projektowany względny poziom terenu: $z_{tp} = 0,00$ m.

1.3. Warstwy gruntu

Lp.	Poz. stropu	Grubość	Nazwa gruntu	Identyfikator	Poz. wody gr.
1	0,00	1,00	Piasek drobny	FSa_c:0,00_f:30,4	brak wody
2	1,00	2,20	Piasek drobny	FSa_c:0,00_f:30,4	2,00
3	3,20	nieokreśl.	Gлина pylasta	sacSi_c:27,77_f:16,3	3,20

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **słup prostokątny**

Wymiary słupa: $b = 0,60$ m, $l = 0,40$ m,

Współrzędne osi słupa: $x_0 = 3,10$ m, $y_0 = 2,40$ m,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 0,80$ m.

Lista obciążeń:

Grupa obc.	Rodzaj	N	H_x	H_y	M_x	M_y
symbol	obciążenia	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
A	stałe	103,0	3,0	0,0	0,00	22,00

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: C30/37, Klasa stali: $f_{yk}=410$,

Zbrojenie dolne:

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 16$ mm, na kierunku y: $d_y = 16$ mm,

strzemiona $d_s = 6$ mm.

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 50 mm.

Zbrojenie górne:

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 16$ mm, na kierunku y: $d_y = 16$ mm,

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 50 mm.

Zbrojenie na przebicie strzemionami: średnica $d_{sp} = 6$ mm.

5. Stan graniczny I

5.1. Zestawienie wyników analizy nośności, przesunięcia i mimośrod

Nr komb.	Rodzaj komb.	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. przes.	Wsp. mimośr.
1	podstawowa	1,20	0,149	0,027	0,315
	podstawowa	2,00	0,103		
*	podstawowa	3,20	0,155		
2	podstawowa	1,20	0,126	0,023	0,277
	podstawowa	2,00	0,091		
	podstawowa	3,20	0,143		

Uwaga: Do warunku na przesuw fundamentu przyjęto $\phi'_{cv} = \phi'$, ponieważ parametr ϕ'_{cv} nie jest określony.

5.2. Analiza stanu granicznego I dla kombinacji obciążenia nr 1

Literał kombinacji obciążeń: $1,35 \cdot CW + 1,35 \cdot A$

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B_x = 2,60$ m, $B_y = 1,50$ m.

Względny poziom posadowienia: $H = 1,20$ m.

Rodzaj kombinacji obciążenia: podstawowa.

Sytuacja obliczeniowa: trwała.

Zestawienie obciążeń:

Pozycja	Obc. char.	E_x	E_y	γ	Obc. obl.	Mom. obl.	Mom. obl.
	[kN]	[m]	[m]	[-]	G [kN]	M_{Gx} [kNm]	M_{Gy} [kNm]
Fundament	39,00	0,00	0,00	1,4(1,0)	52,65	0,00	0,00
Grunt - pole 1	12,81	0,68	-0,39	1,4(1,0)	17,29	-6,80	11,81
Grunt - pole 2	12,81	-0,68	-0,39	1,4(1,0)	17,29	-6,80	-11,81
Grunt - pole 3	12,81	-0,68	0,39	1,4(1,0)	17,29	6,80	-11,81
Grunt - pole 4	12,81	0,68	0,39	1,4(1,0)	17,29	6,80	11,81

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: $N = 139,05$ kN, mimośrodowo wzgl. podst. fund. $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m,

siła pozioma: $H_x = 4,05$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40$ m,

siła pozioma: $H_y = 0,00$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40$ m,

moment: $M_x = 0,00$ kNm, moment: $M_y = 29,70$ kNm.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = N + G = 139,05 + 121,82 + 90,24 = 260,87 + 229,29 \text{ kN.}$$

Momenty względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 139,05 \cdot 0,00 - 0,00 \cdot 0,40 + 0,00 + (0,00) + 0,00 = 0,00 + 0,00 \text{ kNm.}$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -139,05 \cdot 0,00 + 4,05 \cdot 0,40 + 29,70 + 0,00 + 0,00 = 31,32 + 31,32 \text{ kNm.}$$

Mimośrodowo sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 31,32/229,29 = 0,14 \text{ m,}$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/229,29 = 0,00 \text{ m.}$$

$$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0,053 + 0,000 = 0,053 \text{ m} < 0,167.$$

Wniosek: Wypadkowa obciążenia wewnątrz rdzenia podstawy fundamentu.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B'_x = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 2,60 - 2 \cdot 0,12 = 2,36 \text{ m, } B'_y = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 1,50 - 2 \cdot 0,00 = 1,50 \text{ m.}$$

Obliczeniowe efektywne naprężenie w poz. posadowienia fund.: $q' = 21,00$ kPa.

Obliczeniowy efektywny ciężar obj. gruntu poniżej posadowienia fund.: $\gamma' = 13,79$ kN/m³.

Współczynniki nośności podłoża:

efektywny kąt tarcia wewnętrznego: $\varphi' = 30,41^\circ$,

efektywna spójność: $c' = 0,00$ kPa,

$N_c = 31,15$, $N_q = 19,28$, $N_\gamma = 21,46$,

wykładnik: $m = 1,39$,

$i_c = 0,97$, $i_q = 0,98$, $i_\gamma = 0,96$,

współczynniki kształtu: $s_c = 1,34$, $s_q = 1,32$, $s_\gamma = 0,81$,

$b_c = 1,00$, $b_q = 1,00$, $b_\gamma = 1,00$.

Odpór graniczny podłoża:

$$R = B'_x B'_y (c' \cdot b_c \cdot s_c \cdot N_c \cdot i_c + q' \cdot b_q \cdot s_q \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma) = 2457,60 \text{ kN.}$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 260,87 \text{ kN} < R/\gamma_N = 2457,60/1,40 = 1755,43 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

Sprawdzenie warunku przesunięcia fundamentu rzeczywistego

Całkowite obciążenie poziome fundamentu:

$$H = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 4,05 \text{ kN.}$$

Obliczeniowy kąt tarcia jest równy $\delta_k = \varphi'_{cv} = 30,4^0$.

Opór tarcia na podstawie fundamentu: $R_{t,d} = R_d + R_{p,d} = 151,55 \text{ kN.}$

Sprawdzenie warunku na przesuw:

$$H = 4,05 \text{ kN} < R_{t,d} = 122,35 + 29,20 = 151,55 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek przesunięcia jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności dla fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B_x = 2,87 \text{ m}, B_y = 1,77 \text{ m.}$

Względny poziom posadowienia: $H = 2,00 \text{ m.}$

Ciężar fundamentu zastępczego: $G_z = 95,72 \mid 70,90 \text{ kN.}$

Całkowite obciążenie pionowe fundamentu zastępczego:

$$N_r = N + G + G_z = 356,59 \mid 300,19 \text{ kN.}$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 0,00 \mid 0,00 \text{ kNm.}$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = 34,56 \mid 34,56 \text{ kNm.}$$

Mimośrodność sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 34,56/356,59 = 0,10 \text{ m,}$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/356,59 = 0,00 \text{ m.}$$

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x' = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 2,87 - 2 \cdot 0,10 = 2,67 \text{ m, } B_y' = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 1,77 - 2 \cdot 0,00 = 1,77 \text{ m.}$$

Obliczeniowe efektywne naprężenie w poz. posadowienia fund.: $q' = 35,00 \text{ kPa.}$

Obliczeniowy efektywny ciężar obj. gruntu poniżej posadowienia fund.: $\gamma' = 9,70 \text{ kN/m}^3$.

Współczynniki nośności podłoża:

efektywny kąt tarcia wewnętrznego: $\varphi' = 30,41^0$,

efektywna spójność: $c' = 0,00 \text{ kPa,}$

$N_c = 31,15, N_q = 19,28, N_\gamma = 21,46,$

wykładnik: $m = 1,40,$

$i_c = 0,98, i_q = 0,98, i_\gamma = 0,97,$

współczynniki kształtu: $s_c = 1,35, s_q = 1,33, s_\gamma = 0,80,$

$b_c = 1,00, b_q = 1,00, b_\gamma = 1,00.$

Odpór graniczny podłoża:

$$R = B_x' B_y' (c' \cdot b_c \cdot s_c \cdot N_c \cdot i_c + q' \cdot b_q \cdot s_q \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma) = 4846,97 \text{ kN.}$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 356,59 \text{ kN} < R/\gamma_N = 4846,97/1,40 = 3462,12 = 3462,12 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności dla fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B_x = 3,27 \text{ m}, B_y = 2,17 \text{ m.}$

Względny poziom posadowienia: $H = 3,20 \text{ m.}$

Ciężar fundamentu zastępczego: $G_z = 243,16 \mid 180,12 \text{ kN.}$

Całkowite obciążenie pionowe fundamentu zastępczego:

$$N_r = N + G + G_z = 504,04 \mid 409,41 \text{ kN.}$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 0,00 \mid 0,00 \text{ kNm.}$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = 39,42 \mid 39,42 \text{ kNm.}$$

Mimośrod y względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 39,42/504,04 = 0,08 \text{ m,}$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/504,04 = 0,00 \text{ m.}$$

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x' = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 3,27 - 2 \cdot 0,08 = 3,11 \text{ m,} \quad B_y' = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 2,17 - 2 \cdot 0,00 = 2,17 \text{ m.}$$

Obliczeniowe efektywne naprężenie w poz. posadowienia fund.: $q' = 46,45 \text{ kPa.}$

Obliczeniowy efektywny ciężar obj. gruntu poniżej posadowienia fund.: $\gamma' = 10,03 \text{ kN/m}^3.$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{efektywny kąt tarcia wewnętrznego: } \varphi' = 16,33^\circ,$$

$$\text{efektywna spójność: } c' = 27,77 \text{ kPa,}$$

$$N_c = 11,86, \quad N_q = 4,48, \quad N_\gamma = 2,04,$$

$$\text{wykładnik: } m = 1,41,$$

$$i_c = 0,99, \quad i_q = 1,00, \quad i_\gamma = 0,99,$$

$$\text{współczynniki kształtu: } s_c = 1,25, \quad s_q = 1,20, \quad s_\gamma = 0,79,$$

$$b_c = 1,00, \quad b_q = 1,00, \quad b_\gamma = 1,00.$$

Odpór graniczny podłoża:

$$R = B_x' B_y' (c' \cdot b_c \cdot s_c \cdot N_c \cdot i_c + q' \cdot b_q \cdot s_q \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma) = 4542,75 \text{ kN.}$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 504,04 \text{ kN} < R/\gamma_N = 4542,75/1,40 = 3244,82 = 3244,82 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

6. Przebiecie fundamentu

6.1. Zestawienie wyników wymiarowania stopy na przebiecie

Nr komb.	Przekrój	Napr. styczne	Nośność betonu	Min nośność strzemion
		$v_{Ed} \text{ [kPa]}$	$v_{Rd} \text{ [kPa]}$	$v_{Rs} \text{ [kPa]}$
* 1	1	116	1216	-
2	1	86	1216	-

Nie jest wymagane zbrojenie fundamentu z uwagi na przebiecie.

Wniosek: warunki wytrzymałości przebiecia fundamentu są spełnione.

6.2. Wymiarowanie stopy na przebiecie dla kombinacji obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 139 \text{ kN,}$$

$$\text{momenty: } M_{xr} = 0,00 \text{ kNm,} \quad M_{yr} = 31,32 \text{ kNm.}$$

Mimośrod y siły względem środka podstawy:

$$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,23 \text{ m,} \quad e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m.}$$

Oddziaływanie podłoża wywołana obciążeniem zewnętrznym:

Oddziaływania w narożach fundamentu:

$$q_1 = 54 \text{ kPa,} \quad q_2 = 17 \text{ kPa,} \quad q_3 = 17 \text{ kPa,} \quad q_4 = 54 \text{ kPa.}$$

Oddziaływania na krawędziach fundamentu w przekroju środkowym A-A:

$$q_1 = 54 \text{ kPa,} \quad q_2 = 17 \text{ kPa.}$$

Oddziaływanie podłoża w przekroju 1: $q_c = 27,15 \mid 44,15 \text{ kPa.}$

Przebiecie stopy na obwodzie kontrolnym 1:

Naprężenie styczne w przekroju ścinania: $v_{Ed} = 116 \text{ kPa}$.

Nośność betonu na ścinanie: $v_{Rd} = 1216 \text{ kPa}$.

$$v_{Ed} = 116 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 1216 \text{ kN/m}.$$

7. Zginanie fundamentu**7.1. Zestawienie wyników wymiarowania stopy na zginanie**

Nr komb.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający	Min. przekrój zbrojenia
			M [kNm]	A _s [cm ²]
*1	x	1	44	3,6
	y	1	17	1,5
2	x	1	32	2,7
	y	1	13	1,1

Uwaga: Momenty zginające wyznaczono metodą wydzielonych wsporników trapezowych.

Przyjęto zbrojenie o powierzchni przekroju:

$$\text{na kier. x: } A_{sx} = 21,9 \text{ cm}^2, \quad \text{na kier. y: } A_{sy} = 37,4 \text{ cm}^2.$$

Wniosek: warunki wytrzymałości na zginanie fundamentu są spełnione.

7.2. Wymiarowanie stopy na zginanie dla kombinacji obciążenia nr 1**Zestawienie obciążeń:**

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 139 \text{ kN},$$

$$\text{momenty: } M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}, \quad M_{yr} = 31,32 \text{ kNm}.$$

Mimośrodki siły względem środka podstawy:

$$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,23 \text{ m}, \quad e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}.$$

Oddziaływania w narożach fundamentu:

$$q_1 = 54 \text{ kPa}, \quad q_2 = 17 \text{ kPa}, \quad q_3 = 17 \text{ kPa}, \quad q_4 = 54 \text{ kPa}.$$

Wymiarowanie stopy na zginanie na kierunku x

Oddziaływania na krawędziach fundamentu w przekroju środkowym A-A:

$$q_k = 54 \text{ kPa}, \quad q_p = 17 \text{ kPa}.$$

Oddziaływanie podłoża w przekroju 1: $s = 1,09 \text{ m}$, $q_s = 39 \text{ kPa}$.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = (2 \cdot q_k + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = 43,67 \text{ kNm}.$$

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 3,65 \text{ cm}^2$.

Wymiarowanie stopy na zginanie na kierunku y

Oddziaływania na krawędziach fundamentu w przekroju środkowym A-A:

$$q_k = 36 \text{ kPa}, \quad q_p = 36 \text{ kPa}.$$

Oddziaływanie podłoża w przekroju 1: $s = 0,61 \text{ m}$, $q_s = 36 \text{ kPa}$.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = (2 \cdot q_k + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = 17,25 \text{ kNm.}$$

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 1,50 \text{ cm}^2$.

8. Zbrojenie stopy**8.1. Zbrojenie stopy na zginanie****Zbrojenie główne na kierunku x:**

Obliczona powierzchnia przekroju poprzecznego: $A_s = 21,9 \text{ cm}^2$.

Średnica prętów: $\phi = 16,0 \text{ mm}$.

Konieczna liczba prętów: $L_{xs} = 11$.

Przyjęta liczba prętów: $L_{xr} = 11$ co 140 mm.

Zbrojenie główne na kierunku y:

Obliczona powierzchnia przekroju poprzecznego: $A_s = 37,4 \text{ cm}^2$.

Średnica prętów: $\phi = 16,0 \text{ mm}$.

Konieczna liczba prętów: $L_{ys} = 19$.

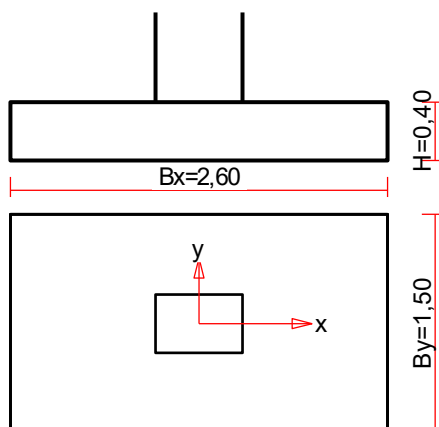
Przyjęta liczba prętów: $L_{yr} = 19$ co 125/156 mm.

8.2. Zbrojenie stopy na przebiecie

Średnica strzemion $\phi 6,0 \text{ mm}$.

Liczba obwodów strzemion: $n = 0$.

Nr obwodu	Odl. od kraw. słupa	Rozst. na kier. styczn.	Liczba strzem. na obw.
	mm	mm	szt

**8. Uwagi końcowe**

Wszystkie stosowane materiały winny mieć atesty stwierdzające zgodność z obowiązującymi

przepisami i wymaganiami higieniczno-sanitarnymi. Materiały wbudowane w budynek muszą posiadać świadectwo, atest, aprobatę dopuszczające do stosowania na terenie R.P. Przy odbiorach końcowych należy sprawdzić aktualne atesty, dopuszczenia i warunki techniczne dla stosowanych materiałów, elementów budowlanych oraz potwierdzenia wykonania i odbioru robót budowlanych we wszystkich fazach budowy.

Ze względu na konieczność zapewnienia właściwej jakości robót, należy rygorystycznie przestrzegać odpowiednich warunków technicznych wykonania i odbioru robót i wymagań odpowiednich PN z zachowaniem wymagań w zakresie BHP i ochrony P.POŻ. Wszelkie roboty wykonać pod nadzorem osoby uprawnionej oraz po uzyskaniu decyzji pozwolenia na budowę.

Przy wszystkich prowadzonych robotach należy zwracać uwagę na ich zgodność z wymaganiami warunków technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych - ewentualne wątpliwości zgłaszać kierownikowi budowy, szczególnie w przypadku robót zanikających. Sprawy problemowe - rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe oraz wykonanie detali, należy uzgadniać z zespołem projektantów w ramach nadzorów autorskich. W trakcie przygotowania i realizacji, należy respektować wskazane do stosowania wymagania zawarte w wykazie PN. Szczegóły nieujęte w niniejszym opracowaniu, związane z wykonaniem poszczególnych robót i elementów budynku, należy realizować zgodnie z odpowiednimi instrukcjami wykonania i stosowania, warunkami technicznymi, obowiązującymi PN, oraz wymaganiami producenta materiałów i elementów.

Autor projektu zastrzega sobie prawo do wszelkich rozwiązań konstrukcyjnych zastosowanych w projekcie.

Nie dopuszcza się wprowadzania zmian do projektu bez pisemnej zgody autora niniejszego opracowania.

mgr inż. Przemysław Drzewiecki,
nr upr. WKP/0259/POOK/11

Uprawnienia budowlane. w specjalności
konstrukcyjno budowlanej bez ograniczeń

II. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

K01_RZUT FUNDAMENTÓ

K02_RZUT STROPU NAD PARETEREM

K03_RZUT DACHU

K04_PRZEKRÓJ PRZEZ DZWIGAR D1

K05_PRZEKRÓJ PRZEZ DZWIGAR D2