

design2M

34-440 Kluszkowce, ul. Bochnaka 20 A

**PROJEKT BUDOWLANY – KONSTRUKCJA
EKSPERTYZA TECHNICZNA STANU KONSTRUKCJI ISTNIEJĄCEGO
BUDYNKU KRUS**

PRZEDMIOT INWESTYCJI	PODJAZD DLA NIEPEŁNOSPRAWNYCH
LOKALIZACJA	OBRĘB 121101 NOWY TARG, DZIAŁKA EWID. NR 4394/2
PROJEKTANT	

sierpień 2017

Spis treści	strona
Oświadczenie projektanta	3
Zaświadczenia o wpisie na listę członków MOIIB	4
Uprawnienia budowlane	5÷6
I. Opis techniczny, ekspertyza techniczna stanu konstrukcji istniejącego budynku KRUS	7÷9
II. Obliczenia statyczne i wymiarowanie Część rysunkowa	10÷34

Rysunek zestawczy elementów konstrukcyjnych Rzut fundamentów	Skala 1:50	Rysunek nr K-1
Fundamenty - zbrojenie	Skala 1:25	Rysunek nr K-2
Rysunek zestawczy elementów konstrukcyjnych Schemat montażowy konstrukcji podjazdu	Skala 1:20	Rysunek nr K-3
Konstrukcja wiaty zadaszenia schodów	Skala 1:10; 1:20	Rysunek nr K-4
Elementy nośne podjazdu - część 1	Skala 1:10	Rysunek nr K-5
Elementy nośne podjazdu - część 2	Skala 1:10	Rysunek nr K-6
Elementy nośne podjazdu - część 3	Skala 1:10	Rysunek nr K-7
Elementy nośne podjazdu - część 4	Skala 1:10	Rysunek nr K-8

Razem

42 strony

Projektant:
mgr inż. Marek Mszanik
nr uprawnień budowlanych: MAP/0030/PWOK/03
nr ewidencyjny: MAP/BO/0087/04

Oświadczenie projektanta - konstrukcja

Zgodnie z art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane niniejszym oświadczam, że projekt budowlany i projekt wykonawczy dla inwestycji:

BUDOWA PODJAZDU DLA NIEPEŁNOSPRAWNYCH
przewidzianej do realizacji na nieruchomości
zlokalizowanej w obrębie 121101, działka ewid. nr: 4394/2
sporządzony w sierpniu 2017 r.
został wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-46D-6FP-8N1 *

Pan Marek Mszanik o numerze ewidencyjnym MAP/BO/0087/04
adres zamieszkania ul. Stanisława Bochnaka 20 A, 34-440 Kluszkowce
jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

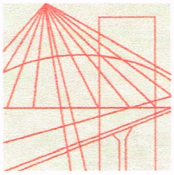
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2017-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2016-12-15 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



MOIIB.OKK.7131/3/03

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (*Dz. U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.*), art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jednolity: Dz. U. z 2000 r. Nr 106 poz. 1126 z późn. zm.*), § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz. U. z 1995 r. Nr 8 poz. 38, z późn. zm.*) oraz art.104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (*tekst jednolity: Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.*)

Małopolska Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna stwierdza, że

Pan mgr inż. **Marek Mszanik**
urodzony dnia 23.11.1972 r. w Szczawnicy
uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny **MAP/0030/PWOK/03**

**do projektowania i kierowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno – budowlanej.**

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, uchwałą Nr 21 z dnia 16 grudnia 2003 r. stwierdziła, że Pan Marek Mszanik posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w wyżej wymienionej specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

POUCZENIE

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład Orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:

1. dr inż. Janusz Cieślinski

2. mgr inż. Krzysztof Siekierzyński

3. dr inż. Jerzy Tworek

Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

dr inż. Stanisław Karczmarczyk

Przewodniczący
Małopolskiej Okręgowej Izby
Inżynierów Budownictwa

dr inż. Zygmunt Rawicki

Otrzymują:

1. Pan Marek Mszanik
Grywałd, ul. Szkolna 7
34-450 Krościenko N/D
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/a



Treść § 5 ust. 3d rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 1995 r. Nr 8 poz. 38 z późn. zm.) przesądza, że niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno – budowlanej i do projektowania i kierowania robotami budowlanymi w ograniczonym zakresie w specjalnościach: drogowej i mostowej.

Zgodnie z § 5 ust. 3a pkt 1 i 2 powołanego w niniejszej decyzji rozporządzenia uprawnienia budowlane w ograniczonym zakresie w specjalności drogowej, stanowią podstawę do:

- 1) Projektowania:
 - a) dróg wewnętrznych,
 - b) dróg dojazdowych (D), dróg lokalnych (L), dróg zbiorczych (Z), w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie,
 - c) dróg nie przeznaczonych do ruchu naziemnego i postojów statków powietrznych na terenie lotnisk,
 - d) rozbiórek obiektów budowlanych, o których mowa w lit. a-c
- 2) Kierowania robotami budowlanymi przy wykonywaniu obiektów, o których mowa w pkt. 1.

Zgodnie z § 5 ust. 3b pkt 1 i 2 uprawnienia budowlane w ograniczonym zakresie w specjalności mostowej, stanowią podstawę do:

- 1) Projektowania:
 - a) budowy, przebudowy i remontu jednoprzęsłowych mostów, wiaduktów, estakad i kładek o rozpiętości przęsła do 20m,
 - b) budowy mostów składanych według stosownych instrukcji,
 - c) budowy rusztowań i kładek roboczych,
 - d) rozbiórek obiektów budowlanych, o których mowa w lit. a-c nie wymagających uwzględnienia wpływów eksploatacji górniczej,
- 2) Kierowania robotami budowlanymi przy wykonywaniu obiektów, o których mowa w pkt. 1.

I. Opis techniczny, ekspertyza techniczna stanu konstrukcji istniejącego budynku KRUS

1. Przedmiot i podstawa opracowania

1.1. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany i projekt wykonawczy podjazdu dla niepełnosprawnych przy budynku KRUS w Nowym Targu oraz ekspertyza techniczna stanu konstrukcji istniejącego budynku w związku z planowaną budową podjazdu. Obiekt zlokalizowano w Nowym Targu na działce ewid. nr 4394/2.

1.2. Podstawa opracowania.

1.2.1. Projekt architektoniczny

1.2.2. Normy budowlane: PN-EN 1990, PN-EN 1991-1-1, PN-EN 206-1, PN-EN 1992-1-1, PN-EN 1993-1-1, PN-EN 1995 -1-1, PN-EN 1996 -1-1

1.2.3. Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 r. poz. 463)

1.2.4. Inwentaryzacja budowlana i wizja lokalna.

2. Geotechniczne warunki posadowienia

Budynek posadowiony na głębokości około 1,30 m poniżej poziomu terenu co gwarantuje przekroczenie strefy przemarzania na warstwie pisków gliniastych. Warunki sklasyfikowano jako proste a projektowany obiekt zaliczono do pierwszej kategorii geotechnicznej.

Poziom wody gruntowej poniżej poziomu posadowienia obiektu.

3. Charakterystyka istniejącego budynku, ekspertyza techniczna stanu konstrukcji istniejącego budynku KRUS w związku jego planowaną budową podjazdu dla niepełnosprawnych

Budynek trójkondygnacyjny, podpiwniczony, posadowiony bezpośrednio na ławach fundamentowych. Ściany parteru i poddasza o konstrukcji murowanej z cegły ceramicznej.

Stropy prefabrykowane. Więźba dachowa drewniana płatwiowo-krokwiowa. Pokrycie dachu z blachy trapezowej. Wiek budynku określono na około 50 lat.

Obiekt użytkowany jest jako budynek biurowy.

Projektuje się budowę podjazdu dla niepełnosprawnych i zadaszenia schodów zewnętrznych.

Podjazd zostanie oparty na schodach zewnętrznych blokowych.

Obciążenia przekazywane na konstrukcję schodów będą mieć niewielkie wartości pochodzące od oddziaływań stałych (ciężar elementów pochylni) i obciążenia użytkowego.

Konstrukcja schodów ma wystarczającą nośność do przeniesienia dodatkowych obciążeń

Dla projektowanych elementów konstrukcyjnych przeprowadzono obliczenia statyczne i wymiarowanie przy założeniu obciążeń jak dla pomieszczeń jw. – 2.00 kN/m².

Przeprowadzone obliczenia statyczne i wymiarowanie wykazały ich wystarczającą nośność oraz spełnienie warunków użytkowości.

Obliczenia statyczne i wymiarowanie elementów konstrukcyjnych budynku wykonano w programie Robot Structural Analysis Professional 2011.

Wniosek:

Stan techniczny istniejącego budynku dawnej KRUS oceniono jako dobry. Elementy konstrukcyjne stropów nie wykazują nadmiernych ugięć i zarysowań a elementy ścienne zarysowań mogących świadczyć o ich przeciążeniu i nierównomiernych osiadaniach fundamentów. Projektowana budowa podjazdu dla niepełnosprawnych nie spowoduje obniżenia jego stanu bezpieczeństwa i przydatności do użytkowania.

Projektowane fundamenty zostaną posadowione na poziomie fundamentów istniejących przez wykonanie warstwy betonu od poziomu posadowienia fundamentów istniejących do poziomu spodu konstrukcji fundamentów projektowanych i nie będą oddziaływać na fundamenty istniejące. Obciążenia przekazywane na schody będą mieć małe wartości a konstrukcja schodów zewnętrznych blokowych jest je w stanie bezpiecznie przetranszować na podłoże gruntowe.

Po wykonaniu pochylni budynek może być bezpiecznie użytkowany zgodnie z dotychczasowym przeznaczeniem.

4. Zasadnicze elementy konstrukcyjne

a) Fundamenty – projektowane fundamenty pod pochylnię i wiatę zadaszenia schodów zewnętrznych żelbetowe, wylewane z betonu klasy C25/30, klasa ekspozycji XC2 i zbrojone stalą klasy B500B zgodnie z częścią rysunkową projektu.

Pod fundamentami ułożyć warstwę betonu wyrównawczego (beton klasy C8/10) o grubości około 10 cm a w przypadku głębszego posadowienia fundamentów istniejących grubość betonu odpowiednio zwiększyć

b) Konstrukcja nośna podjazdu dla niepełnosprawnych – konstrukcja stalowa prefabrykowana w warsztacie. Konstrukcja ramowa z podporami z dwuteowników walcowanych 100 PE i elementami nośnymi podjazdów z ceowników 220 ze stali S235JR.

Połączenia warsztatowe projektuje się jak spawane na spoiny pachwinowe o grubości 0.7 grubości cieńszego z łączonych elementów i spoiny czołowe o grubości łączonych elementów. Połączenia montażowe przewidziano jako zakładkowe na śruby klasy 5.8 (5) o średnicy 12 mm i jako mufowe (połączenia elementów balustrad). Połączenia z fundamentami projektuje się na kotwy wklejane klasy 5.8 o średnicy 12 mm.

Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji przez ocynkowanie ogniowe powłoką o grubości 0.1 mm.

Obciążenie użytkowe podjazdu 2,00 kN/m².

c) Konstrukcja nośna wiaty zadaszenia schodów zewnętrznych – konstrukcja stalowa prefabrykowana w warsztacie. Konstrukcja ramowa z podporami z kształtowników kwadratowych RK 120x120x5 i elementami nośnymi dachu z dwuteowników 140PE (rygle) i rur prostokątnych RP 80x40x4 (płatwie i atyki) ze stali S235JR. Pokrycie dachu z blachy trapezowej T35E o grubości 0.5 mm.

Blachę w układzie szerszą falą do płatwi należy łączyć z płatwiami na wkręty samo wierzące o średnicy 5.5 mm.

Połączenia warsztatowe projektuje się jak spawane na spoiny pachwinowe o grubości 0.7 grubości cieńszego z łączonych elementów i spoiny czołowe o grubości łączonych elementów. Połączenia montażowe przewidziano jako zakładkowe na śruby klasy 5.8 (5) o średnicy 12 mm i doczołowe na

śruby klasy 10.9 (10) o średnicy 16 mm. Połączenia z fundamentami projektuje się na kotwy wklejane klasy 5.8 o średnicy 16 mm.

Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji przez ocynkowanie ogniowe powłoką o grubości 0.1 mm.

Obciążenia wiaty – obciążenia klimatyczne wiatrem dla 3 strefy i śniegiem dla 5 strefy.

d) Podpora pochylni na istniejących schodach – murowana z pustaków betonowych z warstwą licową ozdobną. Strop o grubości 12 cm zbrojony dołem i górą siatkami zgrzewanymi #8/150/150 mm.

5. Zbrojenie fundamentów i płyty

Zbrojenie układać zgodnie z rysunkami konstrukcyjnymi z zachowaniem grubości otulenia: w płytach stropowych – 20 mm, w fundamentach – 30 mm.

6. Materiały konstrukcyjne

Beton klasy C25/30, XC2

Stal zbrojeniowa klasy B500B

Stal profilowa S235

II. Obliczenia statyczne i wymiarowanie

Materiały konstrukcyjne

Beton klasy C25/30

Stal zbrojeniowa B500B

Stal profilowa S235JR

1. Kraty pomostowe

Zestawienie obciążeń

Obciążenie pionowe równomiernie rozłożone $q_{fk} := 2.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Obciążenie pionowe skupione: $Q_{fwk} := 2.00 \cdot \text{kN}$

Rozpiętość obliczeniowa: $L_{ok} := 1.20 \cdot \text{m}$

Przyjęto kraty pomostowe wciskane z płaskownikiem nośnym 30x3 podziałka 33.3 mm x 33.3 mm

Ciężar własny kraty pomostowej: $g_{kkp} := 0.30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Obciążenie stałe na belki policzkowe: $g_{k1} := 0.5 \cdot L_{ok} \cdot g_{kkp} = 0.180 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Obciążenie użytkowe na belki policzkowe: $q_{k1} := 0.5 \cdot L_{ok} \cdot q_{fk} = 1.200 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

2. Balustrady

Zestawienie obciążeń

Obciążenie poziome poręczy: $q_{hk} := 0.30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Elementy wypełnienia balustrady - pręty kwadratowe 12x12 w rozstawie 130 mm, wysokość 1000 mm

Ciężar elementów wypełnienia balustrady: $g_{k1} := \frac{12 \cdot \text{mm} \cdot 12 \cdot \text{mm}}{130 \cdot \text{mm}} \cdot 1000 \cdot \text{mm} \cdot 78.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.087 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Pochwyty balustrady i poręcze - RO 42.4/4: $g_{k2} := 0.038 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Obciążenie na belki policzkowe: $g_{k2} := g_{k1} + g_{k2} = 0.125 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

3. Konstrukcja nośna pochylni

Wyniki wymiarowania według załącznika 1

4. Konstrukcja nośna wiaty

Wysokość budynku względem terenu: $z := 5.00 \cdot \text{m}$

Kąt nachylenia połaci dachowej: $\alpha_a := 5 \cdot \text{stopni}$

Wysokość terenu: $a := 600 \cdot \text{m}$

Zestawienie obciążeń

Obciążenie śniegiem:

Strefa obciążenia śniegiem - strefa 5

Obciążenie charakterystyczne gruntu:

$$s_{k1} := 0.93 \cdot \exp\left(0.00134 \cdot \frac{a}{m}\right) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.078 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_{k2} := 2.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_k := \max(s_{k1}, s_{k2}) = 2.078 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Współczynnik ekspozycji:

$$C_e := 1.00$$

Współczynnik termiczny:

$$C_t := 1.00$$

Współczynniki kształtu dachu:

$$\mu_a := 0.80$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s_{ka} := \mu_a \cdot s_k \cdot C_e \cdot C_t = 1.662 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie na płatwie:

$$s_{kp1} := s_{ka} \cdot (0.175 \cdot m + 0.5 \cdot 1.15 \cdot m) = 1.247 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$

$$s_{kp2} := s_{ka} \cdot (0.5 \cdot 1.15 \cdot m + 0.5 \cdot 1.15 \cdot m) = 1.912 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$

Obciążenie wiatrem:

Strefa obciążenia wiatrem - strefa 1

Wysokość terenu nad poziomem morza $a < 300$ m

Kategoria terenu - III

Bazowe ciśnienie prędkości wiatru:

$$q_{b0} := 0.300 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Współczynnik ekspozycji:

$$C_{ez} := 1.89 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0.26} = 1.578$$

Szczytowe ciśnienie prędkości wiatru:

$$q_{pz} := C_{ez} \cdot q_{b0} = 0.473 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Wymiary wiaty:

$$L_w := 3.90 \cdot m$$

$$B_w := 3.80 \cdot m$$

Obciążenie wiatrem pokrycia dachu:

- wiatr w kierunku B:

Współczynniki ciśnienia:

$$C_{ABm} := 0.8$$

$$C_{AB0} := -1.1$$

$$C_{AB1} := -1.6$$

- wiatr w kierunku L:

Współczynniki ciśnienia:

$$C_{ALm} := 0.5$$

$$C_{AL0} := -0.6$$

$$C_{AL1} := -1.5$$

Obciążenie wiatrem miarodajne - wiatr w kierunku B:

Obciążenie wiatrem na pokrycie dachu:

$$w_{ABm} := q_{pz} \cdot C_{ABm} = 0.379 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{AB0} := q_{pz} \cdot C_{AB0} = -0.521 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{AB1} := q_{pz} \cdot C_{AB1} = -0.758 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie wiatrem na płatwie:

$$w_{12Bm} := w_{ABm} \cdot (0.175 \cdot \text{m} + 0.5 \cdot 1.15 \cdot \text{m}) = 0.284 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{22Bm} := w_{ABm} \cdot 1.15 \cdot \text{m} = 0.436 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{12B0} := w_{AB0} \cdot (0.175 \cdot \text{m} + 0.5 \cdot 1.15 \cdot \text{m}) = -0.391 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{22B0} := w_{AB0} \cdot 1.15 \cdot \text{m} = -0.599 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{12B1} := w_{AB1} \cdot (0.175 \cdot \text{m} + 0.5 \cdot 1.15 \cdot \text{m}) = -0.568 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{22B1} := w_{AB1} \cdot 1.15 \cdot \text{m} = -0.871 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obciążenie wiatrem na słupy:

$$C_{ps} := 2.00$$

$$w_{sp} := q_{pz} \cdot C_{ps} \cdot 0.15 \cdot \text{m} = 0.142 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.1. Blacha dachowa

Zestawienie obciążeń

Obciążenie śniegiem:

$$s_{k4.1} := s_{ka} = 1.662 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_{4.1} := 1.50 \cdot s_{ka} = 2.494 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie wiatrem:

$$w_{k4.1} := w_{ABm} = 0.379 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{4.1} := 1.50 \cdot w_{ABm} = 0.568 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie łączne:

Obciążenie charakterystyczne:

$$q_{k1} := 1.0s_{k4.1} + 0.6w_{k4.1} = 1.890 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$q_1 := 1.0s_{4.1} + 0.6w_{4.1} = 2.835 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dla rozpiętości 1.15 m przyjęto blachę T35E grubość 0.50 mm, układ negatyw

Obciążenie stałe:

- blacha dachowa:

$$g_{kda} := 0.044 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obciążenie na płatwie:

$$g_{kp1} := g_{kda} \cdot (0.175 \cdot \text{m} + 0.5 \cdot 1.15 \cdot \text{m}) = 0.033 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

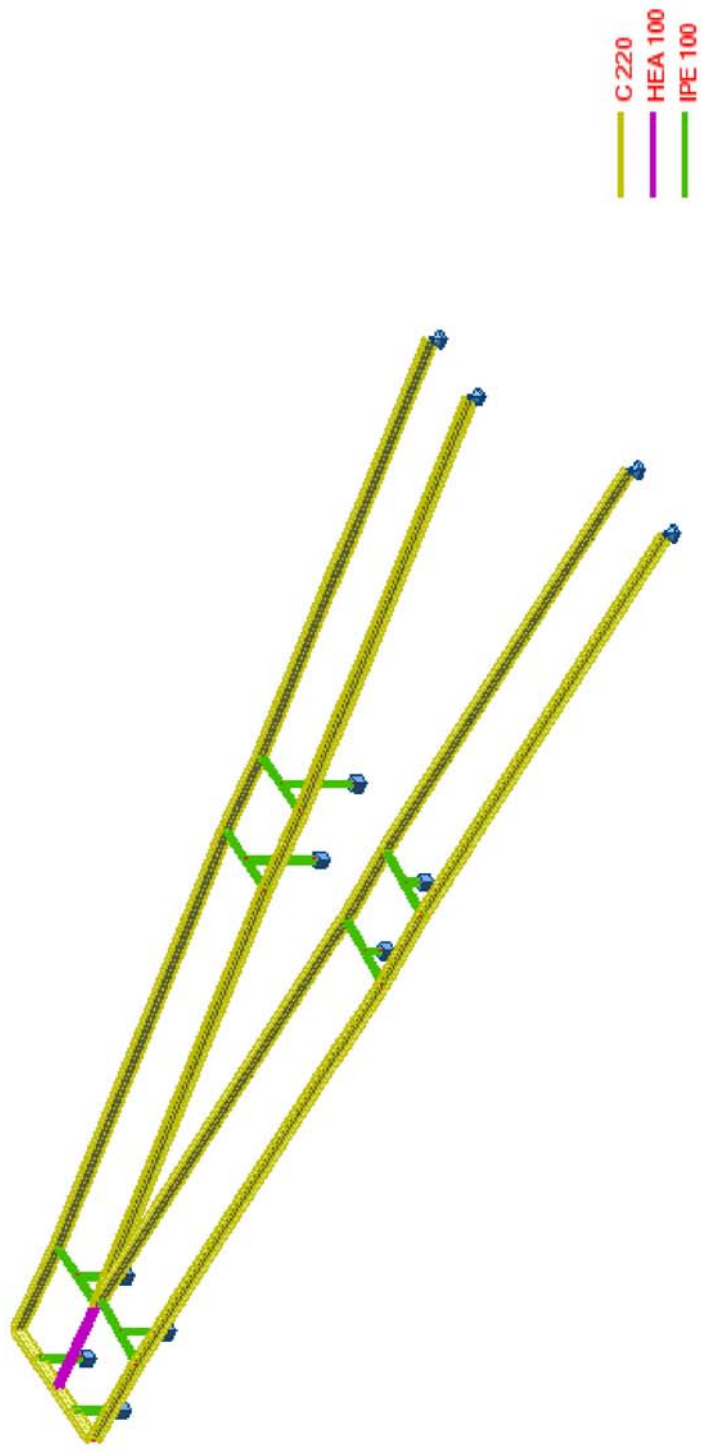
$$g_{kp2} := g_{kda} \cdot (0.5 \cdot 1.15 \cdot m + 0.5 \cdot 1.15 \cdot m) = 0.051 \cdot \frac{kN}{m}$$

Wyniki wymiarowania według załącznika 1

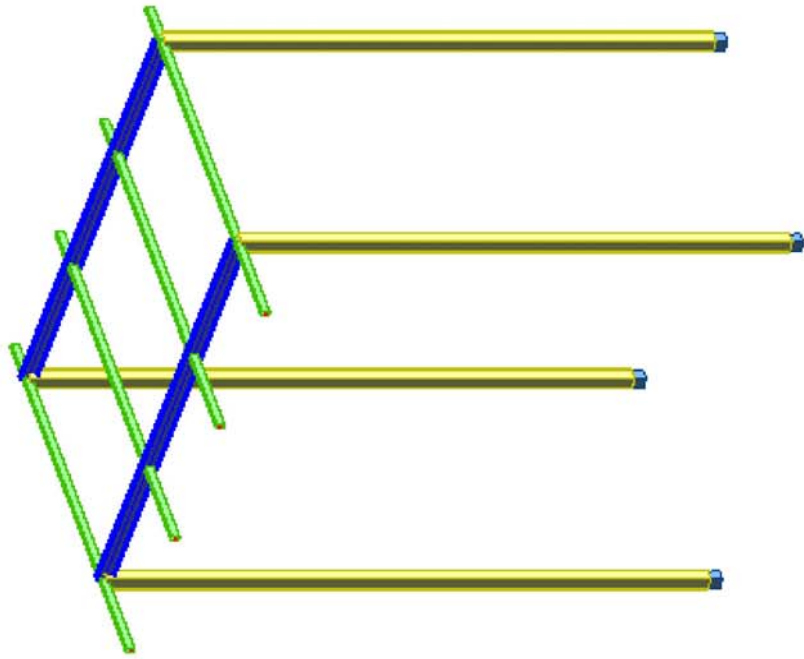
5. Fundamenty

Wyniki wymiarowania według załącznika 1

Schemat statyczny - podjazd dla niepełnosprawnych



Schemat statyczny - wiatra



Załącznik 1 – Wyniki wymiarowania elementów konstrukcyjnych

poz. 3.1. OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

PRĘT: belki policzkowe PUNKT: 2 WSPÓŁRZĘDNA: $x = 0.50 L = 3.882 \text{ m}$

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 4 SGN /1/ $1*1.148 + 2*1.148 + 3*1.500$

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



PARAMETRY PRZEKROJU: C 220

$h=22.0 \text{ cm}$	$gM0=1.000$	$gM1=1.000$	
$b=8.0 \text{ cm}$	$Ay=22.100 \text{ cm}^2$	$Az=20.087 \text{ cm}^2$	$Ax=37.400 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$Iy=2690.000 \text{ cm}^4$	$Iz=197.000 \text{ cm}^4$	$Ix=16.000 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$Wply=299.408 \text{ cm}^3$	$Wplz=78.953 \text{ cm}^3$	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

$N,Ed = 0.121 \text{ kN}$	$My,Ed = 18.632 \text{ kN*m}$
$Nc,Rd = 878.900 \text{ kN}$	$My,pl,Rd = 70.361 \text{ kN*m}$
$Nb,Rd = 487.519 \text{ kN}$	$My,c,Rd = 70.361 \text{ kN*m}$
	$My,N,Rd = 70.361 \text{ kN*m}$
	$Mb,Rd = 25.608 \text{ kN*m}$

KLASA PRZEKROJU = 1



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

$z = 0.000$	$Mcr = 34.387 \text{ kN*m}$	Krzywa,LT - d	$XLT = 0.362$
$Lcr,upp=7.764 \text{ m}$	$Lam_LT = 1.430$	$f_i,LT = 1.659$	$XLT,mod = 0.364$

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

$Ly = 7.764 \text{ m}$	$Lam_y = 0.975$
$Lcr,y = 7.764 \text{ m}$	$Xy = 0.555$
$Lamy = 91.546$	$ky = 0.900$



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.000 < 1.000$ (6.2.4.(1))

$My,Ed/My,c,Rd = 0.265 < 1.000$ (6.2.5.(1))

$My,Ed/My,N,Rd = 0.265 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$Lambda,y = 91.546 < Lambda,max = 210.000$ STABILNY

$My,Ed/Mb,Rd = 0.728 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))

$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + ky*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.655 < 1.000$ (6.3.3.(4))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia

$uz = 1.497 \text{ cm} < uz_{max} = L/250.000 = 3.106 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Profil poprawny !!!

poz. 3.2. OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

PRĘT: belki poprzeczne PUNKT: 3 WSPÓŁRZĘDNA: $x = 1.00 L = 0.640 \text{ m}$

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 4 SGN /1/ $1*1.148 + 2*1.148 + 3*1.500$

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



PARAMETRY PRZEKROJU: IPE 100

h=10.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=5.5 cm	Ay=7.241 cm ²	Az=5.062 cm ²	Ax=10.300 cm ²
tw=0.4 cm	ly=171.000 cm ⁴	lz=15.900 cm ⁴	lx=1.200 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wply=39.407 cm ³	Wplz=9.146 cm ³	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = 0.000 kN	My,Ed = -7.287 kN*m	Mz,Ed = -0.030 kN*m	Vy,Ed = 0.046 kN
Nc,Rd = 242.050 kN	My,pl,Rd = 9.261 kN*m	Mz,pl,Rd = 2.149 kN*m	Vy,c,Rd = 98.249 kN
Nb,Rd = 242.050 kN	My,c,Rd = 9.261 kN*m	Mz,c,Rd = 2.149 kN*m	Vz,Ed = -11.416 kN
	My,N,Rd = 9.261 kN*m	Mz,N,Rd = 2.149 kN*m	Vz,c,Rd = 68.676 kN
	Mb,Rd = 8.742 kN*m		

KLASA PRZEKROJU = 1



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

z = 0.000	Mcr = 26.661 kN*m	Krzywa,LT - b	XLT = 0.922
Lcr,low=1.280 m	Lam_LT = 0.589	fi,LT = 0.662	XLT,mod = 0.944

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

kyy = 0.900



względem osi Z:

kyz = 0.540

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^2 = 0.633 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.166 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.834 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.758 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.513 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia

uz = 0.195 cm < uz max = L/150.000 = 0.427 cm

Zweryfikowano

Profil poprawny !!!

poz. 3.3. OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

PRĘT: belka pośrednia

PUNKT: 2

WSPÓLRZĘDNA: x = 0.50 L = 0.770 m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 4 SGN /1/ 1*1.148 + 2*1.148 + 3*1.500

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) fy = 235.000 MPa



PARAMETRY PRZEKROJU: HEA 100

h=9.6 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=10.0 cm	Ay=18.400 cm ²	Az=7.520 cm ²	Ax=21.200 cm ²
tw=0.5 cm	ly=349.000 cm ⁴	lz=134.000 cm ⁴	lx=5.260 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=83.013 cm ³	Wplz=41.140 cm ³	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = -0.212 kN	My,Ed = 1.245 kN*m		
Nt,Rd = 498.200 kN	My,pl,Rd = 19.508 kN*m		
	My,c,Rd = 19.508 kN*m		
	My,N,Rd = 19.508 kN*m		
	Mb,Rd = 19.508 kN*m		



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

z = 0.000 $M_{cr} = 98.882 \text{ kN}^*\text{m}$ Krzywa,LT - b XLT = 0.983
 $L_{cr,upp} = 1.540 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.444$ $f_{i,LT} = 0.581$ XLT,mod = 1.000

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:
 $N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.064 < 1.000$ (6.2.5.(1))
 Kontrola stateczności globalnej pręta:
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.064 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia

$u_z = 0.029 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.000 = 0.616 \text{ cm}$ Zweryfikowano

Profil poprawny !!!

poz. 3.4. OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

PRĘT: słupki PUNKT: 3 WSPÓŁRZĘDNA: x = 1.00 L = 1.194 m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 4 SGN /1/ 1*1.148 + 2*1.148 + 3*1.500

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



PARAMETRY PRZEKROJU: IPE 100

$h = 10.0 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.000$ $g_{M1} = 1.000$
 $b = 5.5 \text{ cm}$ $A_y = 7.241 \text{ cm}^2$ $A_z = 5.062 \text{ cm}^2$ $A_x = 10.300 \text{ cm}^2$
 $tw = 0.4 \text{ cm}$ $I_y = 171.000 \text{ cm}^4$ $I_z = 15.900 \text{ cm}^4$ $I_x = 1.200 \text{ cm}^4$
 $tf = 0.6 \text{ cm}$ $W_{ply} = 39.407 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 9.146 \text{ cm}^3$

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

$N_{,Ed} = 23.206 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 0.186 \text{ kN}^*\text{m}$ $M_{z,Ed} = -0.009 \text{ kN}^*\text{m}$ $V_{y,Ed} = 0.008 \text{ kN}$
 $N_{c,Rd} = 242.050 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 9.261 \text{ kN}^*\text{m}$ $M_{z,pl,Rd} = 2.149 \text{ kN}^*\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 98.240 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 48.648 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 9.261 \text{ kN}^*\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 2.149 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{y,N,Rd} = 9.261 \text{ kN}^*\text{m}$ $M_{z,N,Rd} = 2.149 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 6.635 \text{ kN}^*\text{m}$ $T_{t,Ed} = 0.000 \text{ kN}^*\text{m}$

KLASA PRZEKROJU = 1



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

z = 0.000 $M_{cr} = 9.256 \text{ kN}^*\text{m}$ Krzywa,LT - b XLT = 0.700
 $L_{cr,upp} = 2.388 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 1.000$ $f_{i,LT} = 0.977$ XLT,mod = 0.716

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:

$L_y = 1.194 \text{ m}$ $Lam_y = 0.624$
 $L_{cr,y} = 2.388 \text{ m}$ $X_y = 0.881$
 $Lam_y = 58.616$ $k_{zy} = 0.927$



względem osi Z:

$L_z = 1.194 \text{ m}$ $Lam_z = 2.047$
 $L_{cr,z} = 2.388 \text{ m}$ $X_z = 0.201$
 $Lam_z = 192.227$ $k_{zz} = 1.501$

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:
 $N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.096 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^2 = 0.005 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.6-7)

$$\tau_{x,y} = \frac{E_d}{f_y \sqrt{3} g M_0} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{x,z} = \frac{E_d}{f_y \sqrt{3} g M_0} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$$\lambda_y = 58.616 < \lambda_{y,max} = 210.000 \quad \lambda_z = 192.227 < \lambda_{z,max} = 210.000 \quad \text{STABILNY}$$

$$m_y = \frac{E_d}{M_b R_d} = 0.028 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y N_{Rk} / g M_1) + k_{yy} M_{y,Ed} / (X_{LT} M_{y,Rk} / g M_1) + k_{yz} M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g M_1) = 0.139 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z N_{Rk} / g M_1) + k_{zy} M_{y,Ed} / (X_{LT} M_{y,Rk} / g M_1) + k_{zz} M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g M_1) = 0.510 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Przemieszczenia

$$v_x = 0.010 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.000 = 0.796 \text{ cm}$$

Zweryfikowano

$$v_y = 0.026 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.000 = 0.796 \text{ cm}$$

Zweryfikowano

Profil poprawny !!!



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011

Obliczenia stóp słupów utwierdzonych

Eurocode 3: PN-EN 1993-1-8:2006/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete



Proporcja
0,487

OGÓLNE

Nr połączenia: 1

Nazwa połączenia: Stopa zamocowana

Węzeł konstrukcji: 35

Pręty konstrukcji: 34

GEOMETRIA

SŁUP

Profil: IPE 100

Nr pręta: 34

$L_c = 0,929$ [m] Długość słupa
 $\alpha = 0,000$ [Deg] Kąt nachylenia
 $h_c = 100$ [mm] Wysokość przekroju słupa
 $b_{fc} = 55$ [mm] Szerokość przekroju słupa
 $t_{wc} = 4$ [mm] Grubość środnika przekroju słupa
 $t_{fc} = 6$ [mm] Grubość półki przekroju słupa
 $r_c = 7$ [mm] Promień zaokrąglenia przekroju słupa
 $A_c = 10,300$ [cm²] Pole przekroju słupa
 $I_{yc} = 171,000$ [cm⁴] Moment bezwładności przekroju słupa

Materiał: S 235

$f_{yc} = 235,000$ [MPa] Wytrzymałość

$f_{uc} = 360,000$ [MPa] Granica wytrzymałości materiału

PODSTAWA STOPY SŁUPA

$l_{pd} = 220$ [mm] Długość

$b_{pd} = 120$ [mm] Szerokość

$t_{pd} = 12$ [mm] Grubość

Materiał: S 235

$f_{ypd} = 235,000$ [MPa] Wytrzymałość

$f_{upd} = 360,000$ [MPa] Granica wytrzymałości materiału

ZAKOTWIENIE

Klasa = 5.8 Klasa kotew

$f_{yb} = 400,000$ [MPa] Granica plastyczności materiału śruby

$f_{ub} = 500,000$ [MPa] Wytrzymałość materiału śruby na rozciąganie

Klasa =	5 . 8		Klasa kotew
d =	12	[mm]	Średnica śruby
A _b =	0,843	[cm ²]	Czynne pole powierzchni śruby
n _H =	2		Ilość kolumn śrub
n _V =	2		Ilość rzędów śrub
e _H =	180	[mm]	Rozstaw poziomy
e _V =	60	[mm]	Rozstaw pionowy

Wymiary kotew

L ₁ =	60	[mm]
L ₂ =	120	[mm]

Podkładka

l _{wd} =	40	[mm]	Długość
b _{wd} =	40	[mm]	Szerokość
t _{wd} =	4	[mm]	Grubość

WSPÓŁCZYNNIKI MATERIAŁOWE

γ _{M0} =	1,000		Częściowy współczynnik bezpieczeństwa
γ _{M2} =	1,250		Częściowy współczynnik bezpieczeństwa
γ _C =	1,500		Częściowy współczynnik bezpieczeństwa

STOPA FUNDAMENTOWA

L =	400	[mm]	Długość stopy
B =	400	[mm]	Szerokość stopy
H =	900	[mm]	Wysokość stopy

Beton

Klasa C25/30

f _{ck} =	25,000	[MPa]	Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie
-------------------	--------	-------	---

Warstwa wyrównawcza

t _g =	30	[mm]	Grubość warstwy wyrównawczej (podsypki)
f _{ck,g} =	40,000	[MPa]	Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie
C _{f,d} =	0,300		Wsp. tarcia między płytą podstawy a betonem

SPOINY

a _p =	3	[mm]	Płyta główna stopy słupa
------------------	---	------	--------------------------

OBCIĄŻENIA

Przypadek: 4: SGN /1/ 1*1.148 + 2*1.148 + 3*1.500

N _{j,Ed} =	-24,449	[kN]	Siła osiowa
V _{j,Ed,y} =	0,109	[kN]	Siła ścinająca
V _{j,Ed,z} =	-0,423	[kN]	Siła ścinająca
M _{j,Ed,y} =	-0,463	[kN*m]	Moment zginający
M _{j,Ed,z} =	0,080	[kN*m]	Moment zginający

REZULTATY

STREFA ŚCISKANA

ŚCISKANIE BETONU

f _{cd} =	16,667	[MPa]	Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f _j =	25,950	[MPa]	Wytrzymałość obliczeniowa na docisk pod płytą podstawy	[6.2.5.(7)]
c = t _p √(f _{yp} /(3*f _j *γ _{M0}))				
c =	21	[mm]	Dodatkowa szerokość docisku	[6.2.5.(4)]
b _{eff} =	47	[mm]	Szerokość efektywna strefy docisku pod półką	[6.2.5.(3)]
l _{eff} =	97	[mm]	Długość efektywna strefy docisku pod półką	[6.2.5.(3)]
A _{c0} =	45,833	[cm ²]	Powierzchnia kontaktu płyty podstawy z fundamentem	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A _{c1} =	412,497	[cm ²]	Maksymalne obliczeniowe pole rozkładu obciążenia	EN 1992-1:[6.7.(3)]
F _{rd,u} = A _{c0} *f _{cd} *√(A _{c1} /A _{c0}) ≤ 3*A _{c0} *f _{cd}				
A _{c1} =	412,497	[cm ²]	Maksymalne obliczeniowe pole rozkładu obciążenia	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 412,497$	[cm ²]	Maksymalne obliczeniowe pole rozkładu obciążenia	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,667$		Współczynnik redukcyjny przy ściskaniu	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} = 33,333$	[MPa]	Wytrzymałość obliczeniowa na docisk	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 113,146$	[cm ²]	Pole powierzchni docisku przy ściskaniu	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 45,833$	[cm ²]	Pole powierzchni docisku przy zginaniu My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 45,833$	[cm ²]	Pole powierzchni docisku przy zginaniu Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 377,154$	[kN]	Nośność betonu na docisk przy ściskaniu	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 152,777$	[kN]	Nośność betonu na docisk przy zginaniu My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 152,777$	[kN]	Nośność betonu na docisk przy zginaniu Mz	[6.2.8.3.(1)]

PÓŁKA I ŚRODNIK SŁUPA PRZY ŚCISKANIU

$CL = 1,000$		Klasa przekroju	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 39,407$	[cm ³]	Wskaźnik plastyczny przekroju	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 9,261$	[kN*m]	Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 94$	[mm]	Odległość między środkami ciężkości pól	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 98,204$	[kN]	Nośność ściskanej półki i środka	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 9,146$	[cm ³]	Wskaźnik plastyczny przekroju	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 2,149$	[kN*m]	Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 48$	[mm]	Odległość między środkami ciężkości pól	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 44,452$	[kN]	Nośność ściskanej półki i środka	[6.2.6.7.(1)]

NOŚNOŚCI STOPY W STREFIE ŚCISKANEJ

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 377,154$	[kN]	Nośność stopy przy ściskaniu osiowym	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} = 98,204$	[kN]	Nośność stopy w strefie ściskanej	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} = 44,452$	[kN]	Nośność stopy w strefie ściskanej	[6.2.8.3]

KONTROLA NOŚNOŚCI POŁĄCZENIA

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,065 < 1,000$	zweryfikowano	(0,065)
$e_y = 19$	[mm]	Mimośród siły osiowej		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 47$	[mm]	Ramię działania siły $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 90$	[mm]	Ramię działania siły $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 2,655$	[kN*m]	Nośność połączenia na zginanie		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		$0,175 < 1,000$	zweryfikowano	(0,175)
$e_z = 3$	[mm]	Mimośród siły osiowej		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 24$	[mm]	Ramię działania siły $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 30$	[mm]	Ramię działania siły $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 0,255$	[kN*m]	Nośność połączenia na zginanie		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,312 < 1,000$	zweryfikowano	(0,312)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,487 < 1,000$	zweryfikowano	(0,487)

ŚCINANIE

DOCISK ŚRUBY KOTWIĄCEJ DO PŁYTY PODSTAWY

Ścinanie siłą $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,714$		Wsp. położenia śrub w kierunku ścinania	[Tablica 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,714$		Wsp. do obliczeń nośności $F_{1,vb,Rd}$	[Tablica 3.4]
$k_{1,y} = 2,300$		Wsp. położenia śrub prostopadłe do kierunku ścinania	[Tablica 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} = 68,133$	[kN]	Nośność śruby kotwiącej na docisk do płyty podstawy	[6.2.2.(7)]

Ścinanie siłą $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,476$		Wsp. położenia śrub w kierunku ścinania	[Tablica 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,476$		Wsp. do obliczeń nośności $F_{1,vb,Rd}$	[Tablica 3.4]
$k_{1,z} = 2,500$		Wsp. położenia śrub prostopadłe do kierunku ścinania	[Tablica 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{ub} \cdot d^2 \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 49,371 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność śruby kotwiącej na docisk do płyty podstawy} \quad [6.2.2.(7)]$$

ŚCIĘCIE ŚRUBY KOTWIĄCEJ

$$\alpha_b = 0,320 \quad \text{Wsp. do obliczeń nośności } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{bv} = 1,131 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Czynne pole powierzchni śruby} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 500,000 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Wytrzymałość materiału śruby na rozciąganie} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,250 \quad \text{Częściowy współczynnik bezpieczeństwa} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 14,464 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność śruby na ściecie - bez efektu dźwigni} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,000 \quad \text{Wsp. zależny od zamocowania kotwi w fundamencie} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 0,102 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{Nośność charakterystyczna kotwi na zginanie} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 38 \quad [\text{mm}] \quad \text{Długość ramienia dźwigni} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,200 \quad \text{Częściowy współczynnik bezpieczeństwa} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 4,464 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność śruby na ściecie - z efektem dźwigni} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

WYWAŻANIE STOŻKA BETONU

$$N_{Rk,c} = 31,119 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność obl. ze względu na wyrywanie} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,000 \quad \text{Wsp. zależny długości zakotwienia} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,160 \quad \text{Częściowy współczynnik bezpieczeństwa} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 28,813 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność betonu na wyważanie} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ZNISZCZENIE KRAWĘDZI BETONU

Ścinanie siłą $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y}^0 = 104,333 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność charakterystyczna kotwi} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,431 \quad \text{Wsp. zależny od rozstawu kotwi i odległości od krawędzi} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,000 \quad \text{Wsp. zależny od grubości fundamentu} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,829 \quad \text{Wsp. wpływu krawędzi równoległych do siły ścinającej} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,000 \quad \text{Wsp. nierównomierności rozkładu siły ścinającej na kotwie} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,000 \quad \text{Wsp. zależny od kąta działania siły ścinającej} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,000 \quad \text{Wsp. zależny od sposobu zbrojenia krawędzi fundamentu} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,160 \quad \text{Częściowy współczynnik bezpieczeństwa} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 17,282 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność betonu ze wzgl. na zniszczenie krawędzi} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Ścinanie siłą $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 54,305 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność charakterystyczna kotwi} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 1,000 \quad \text{Wsp. zależny od rozstawu kotwi i odległości od krawędzi} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,000 \quad \text{Wsp. zależny od grubości fundamentu} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 1,000 \quad \text{Wsp. wpływu krawędzi równoległych do siły ścinającej} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,000 \quad \text{Wsp. nierównomierności rozkładu siły ścinającej na kotwie} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,000 \quad \text{Wsp. zależny od kąta działania siły ścinającej} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,000 \quad \text{Wsp. zależny od sposobu zbrojenia krawędzi fundamentu} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,160 \quad \text{Częściowy współczynnik bezpieczeństwa} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 25,141 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność betonu ze wzgl. na zniszczenie krawędzi} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

POŚLIZG STOPY

$$C_{f,d} = 0,300 \quad \text{Wsp. tarcia między płytą podstawy a betonem} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 24,449 \quad [\text{kN}] \quad \text{Siła ściskająca} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 7,335 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność na poślizg} \quad [6.2.2.(6)]$$

KONTROLA ŚCINANIA

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 25,192 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność połączenia na ścinanie} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{i,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,004 < 1,000 \quad \text{zweryfikowano} \quad (0,004)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 25,192 \quad [\text{kN}] \quad \text{Nośność połączenia na ścinanie} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,017 < 1,000 \quad \text{zweryfikowano} \quad (0,017)$$

$$V_{i,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,021 < 1,000 \quad \text{zweryfikowano} \quad (0,021)$$

SPOINY MIĘDZY SŁUPEM I PŁYTA PODSTAWY

$\sigma_{\perp} =$	30,763	[MPa]	Naprężenie normalne w spoinie	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,763	[MPa]	Naprężenie styczne prostopadłe	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,172	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe do $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-0,796	[MPa]	Naprężenie styczne równoległe do $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,850		Współczynnik zależny od wytrzymałości	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,107 < 1,000	zweryfikowano (0,107)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u/(\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,182 < 1,000	zweryfikowano (0,182)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u/(\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,114 < 1,000	zweryfikowano (0,114)

SZTYWNOŚĆ POŁĄCZENIA

Zginanie momentem $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	47	[mm]	Szerokość efektywna strefy docisku pod półką	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	97	[mm]	Długość efektywna strefy docisku pod półką	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	8	[mm]	Wsp. sztywności ściskanego betonu	[Tablica 6.11]
$l_{eff} =$	60	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
$m =$	24	[mm]	Odległość śruby od krawędzi usztywniającej	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	3	[mm]	Wsp. sztywności płyty podstawy przy rozciąganiu	[Tablica 6.11]
$L_b =$	148	[mm]	Długość efektywna śruby kotwiącej	[Tablica 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Wsp. sztywności kotwi na rozciąganie	[Tablica 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,243		Smukłość słupa	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	7318,705	[kN*m]	Początkowa sztywność obrotowa	[Tablica 6.12]
$\lambda_{0,y} \leq 0.5$ SZTYWNE				[5.2.2.5.(2)]

Zginanie momentem $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	8	[mm]	Wsp. sztywności ściskanego betonu	[Tablica 6.11]
$l_{eff} =$	91	[mm]	Długość efektywna dla pojedynczej śruby dla 2 postaci zniszczenia	[6.2.6.5]
$m =$	24	[mm]	Odległość śruby od krawędzi usztywniającej	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	5	[mm]	Wsp. sztywności płyty podstawy przy rozciąganiu	[Tablica 6.11]
$L_b =$	148	[mm]	Długość efektywna śruby kotwiącej	[Tablica 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	1	[mm]	Wsp. sztywności kotwi na rozciąganie	[Tablica 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,796		Smukłość słupa	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	1923,919	[kN*m]	Początkowa sztywność obrotowa	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	1078,064	[kN*m]	Sztywność połączenia sztywnego	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ SZTYWNE				[5.2.2.5.(2)]

NAJSŁABSZY KOMPONENT:

PÓŁKA SŁUPA PRZY ŚCISKANIU

Połączenie zgodne z normą

Proporcja 0,487

poz. 4.2. OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

PRĘT: płatwie PUNKT: 2 WSPÓLRZĘDNA: x = 0.50 L = 1.290 m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 6 SGN /1/ 1*1.148 + 2*1.148 + 3*1.500 + 4*0.900

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRY PRZEKROJU: RP 80x40x4

h=8.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=4.0 cm	Ay=2.930 cm ²	Az=5.860 cm ²	Ax=8.790 cm ²
tw=0.4 cm	Iy=68.200 cm ⁴	Iz=22.200 cm ⁴	Ix=53.469 cm ⁴
tf=0.4 cm	Wply=21.800 cm ³	Wplz=13.200 cm ³	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

My,Ed = 1.954 kN*m	Mz,Ed = 0.255 kN*m	Vy,Ed = 0.055 kN
My,pl,Rd = 5.123 kN*m	Mz,pl,Rd = 3.102 kN*m	Vy,c,Rd = 39.753 kN
My,c,Rd = 5.123 kN*m	Mz,c,Rd = 3.102 kN*m	Vz,Ed = -0.423 kN
		Vz,c,Rd = 79.507 kN
Mb,Rd = 5.123 kN*m		

KLASA PRZEKROJU = 1



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

z = 1.000	Mcr = 60.709 kN*m	Krzywa,LT - a	XLT = 1.000
Lcr,upp=2.580 m	Lam_LT = 0.290	fi,LT = 0.000	XLT,mod = 1.000

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

$$(M_y,Ed/M_y,N,Rd)^{1.660} + (M_z,Ed/M_z,N,Rd)^{1.660} = 0.218 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y,Ed/V_{y,c,Rd} = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_z,Ed/V_{z,c,Rd} = 0.005 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$$M_y,Ed/(XLT \cdot M_y,Rk/gM1) + M_z,Ed/(M_z,Rk/gM1) = 0.464 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia

$$u_y = 0.234 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.000 = 1.032 \text{ cm}$$

Zweryfikowano

$$u_z = 0.583 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.000 = 1.032 \text{ cm}$$

Zweryfikowano



Przemieszczenia Nie analizowano

Profil poprawny !!!

poz. 4.3. OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

PRĘT: rygle

PUNKT: 2

WSPÓŁRZĘDNA: x = 0.50 L = 1.740 m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 6 SGN /1/ 1*1.148 + 2*1.148 + 3*1.500 + 4*0.900

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) fy = 235.000 MPa



PARAMETRY PRZEKROJU: IPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=7.3 cm	Ay=11.127 cm ²	Az=7.616 cm ²	Ax=16.400 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=541.000 cm ⁴	Iz=44.900 cm ⁴	Ix=2.450 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=88.344 cm ³	Wplz=19.247 cm ³	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = 0.316 kN	My,Ed = 9.302 kN*m	
Nc,Rd = 385.400 kN	My,pl,Rd = 20.761 kN*m	
Nb,Rd = 65.887 kN	My,c,Rd = 20.761 kN*m	Vz,Ed = -0.000 kN
	My,N,Rd = 20.761 kN*m	Vz,c,Rd = 103.336 kN
		KLASA PRZEKROJU = 1

**PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:****PARAMETRY WYBOCZENIOWE:**

względem osi Y:

Ly = 3.479 m Lam_y = 0.645
 Lcr,y = 3.479 m Xy = 0.872
 Lamy = 60.577 kyy = 0.900



względem osi Z:

Lz = 3.479 m Lam_z = 2.239
 Lcr,z = 3.479 m Xz = 0.171
 Lamz = 210.272

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.448 < 1.000 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$$\Lambda_{\lambda,y} = 60.577 < \Lambda_{\lambda,max} = 250.000 \quad \Lambda_{\lambda,z} = 210.272 < \Lambda_{\lambda,max} = 250.000 \quad \text{STABILNY}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.404 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.005 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia

$$u_z = 0.717 \text{ cm} < u_{z,max} = L/250.000 = 1.392 \text{ cm}$$

Zweryfikowano

Profil poprawny !!!

poz. 4.4. OBLICZENIA KONSTRUKCJI STALOWYCH

PRĘT: słupy

PUNKT: 1

WSPÓŁRZĘDNA: x = 0.00 L = 0.000 m

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 6 SGN /8/ 1*1.148 + 2*1.148 + 3*0.750 + 4*1.500

MATERIAŁ:

S 235 (S 235) fy = 235.000 MPa



PARAMETRY PRZEKROJU: RK 120x120x5

h=12.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=12.0 cm	Ay=11.350 cm ²	Az=11.350 cm ²	Ax=22.700 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=498.000 cm ⁴	Iz=498.000 cm ⁴	Ix=760.437 cm ⁴
tf=0.5 cm	Wply=97.600 cm ³	Wplz=95.448 cm ³	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N _{Ed} = 9.850 kN	M _{y,Ed} = -4.657 kN*m	
N _{c,Rd} = 533.450 kN	M _{y,pl,Rd} = 22.936 kN*m	
N _{b,Rd} = 109.444 kN	M _{y,c,Rd} = 22.936 kN*m	V _{z,Ed} = 1.502 kN
	M _{y,N,Rd} = 22.936 kN*m	V _{z,c,Rd} = 153.994 kN
	M _{b,Rd} = 22.936 kN*m	

KLASA PRZEKROJU = 1

**PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:**

z = 1.000	Mcr = 306.416 kN*m	Krzywa,LT - a	XLT = 1.000
Lcr,low=9.200 m	Lam_LT = 0.274	fi,LT = 0.000	XLT,mod = 1.000

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:

względem osi Y:

Ly = 4.600 m Lam_y = 2.092
 Lcr,y = 9.200 m Xy = 0.205
 Lamy = 196.420 kyy = 0.965



względem osi Z:

Lz = 4.600 m Lam_z = 2.092
 Lcr,z = 9.200 m Xz = 0.205
 Lamz = 196.420

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.018 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_y, Ed / M_y, c, Rd = 0.203 < 1.000 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_z, Ed / V_z, c, Rd = 0.010 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$$\Lambda_{y, \lambda} = 196.420 < \Lambda_{y, \lambda, \max} = 250.000$$

$$\Lambda_{z, \lambda} = 196.420 < \Lambda_{z, \lambda, \max} = 250.000 \quad \text{STABILNY}$$

$$M_y, Ed / M_b, Rd = 0.203 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N, Ed / (X_y * N, Rk / gM1) + k_{yy} * M_y, Ed / (XLT * M_y, Rk / gM1) = 0.286 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed / (X_z * N, Rk / gM1) + k_{zy} * M_y, Ed / (XLT * M_y, Rk / gM1) = 0.090 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Przemieszczenia

$$v_x = 1.841 \text{ cm} < v_x \max = L / 150.000 = 3.067 \text{ cm}$$

Zweryfikowano

$$v_y = 0.000 \text{ cm} < v_y \max = L / 150.000 = 3.067 \text{ cm}$$

Zweryfikowano

Profil poprawny !!!



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011

Obliczenia stóp słupów utwierdzonych

Eurocode 3: PN-EN 1993-1-8:2006/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete



Proporcja
0,979

OGÓLNE

Nr połączenia: 1

Nazwa połączenia: Stopa zamocowana

Węzeł konstrukcji: 5

Pręty konstrukcji: 3

GEOMETRIA

SŁUP

Profil: HEB 120

Nr pręta: 3

$L_c = 4,600$ [m] Długość słupa

Materiał: S 235

PODSTAWA STOPY SŁUPA

$l_{pd} = 240$ [mm] Długość

$b_{pd} = 240$ [mm] Szerokość

$t_{pd} = 16$ [mm] Grubość

Materiał: S 235

$f_{ypd} = 235,000$ [MPa] Wytrzymałość

$f_{upd} = 360,000$ [MPa] Granica wytrzymałości materiału

ZAKOTWIENIE

Klasa = 5.8 Klasa kotew

$f_{yb} = 400,000$ [MPa] Granica plastyczności materiału śruby

$f_{ub} = 500,000$ [MPa] Wytrzymałość materiału śruby na rozciąganie

$d = 16$ [mm] Średnica śruby

$n_H = 2$ Ilość kolumn śrub

$n_V = 2$ Ilość rzędów śrub

$e_H = 180$ [mm] Rozstaw poziomy

$e_V = 180$ [mm] Rozstaw pionowy

WSPÓŁCZYNNIKI MATERIAŁOWE

$\gamma_{M0} = 1,000$ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa

$\gamma_{M2} = 1,250$ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa

$\gamma_{M0} =$	1,000	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa
$\gamma_C =$	1,500	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa

STOPA FUNDAMENTOWA

L =	600	[mm]	Długość stopy
B =	600	[mm]	Szerokość stopy
H =	900	[mm]	Wysokość stopy

Beton

Klasa	C25/30		
$f_{ck} =$	25,000	[MPa]	Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie

Warstwa wyrównawcza

$t_g =$	30	[mm]	Grubość warstwy wyrównawczej (podsypki)
$f_{ck,g} =$	40,000	[MPa]	Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie
$C_{f,d} =$	0,300		Wsp. tarcia między płytą podstawy a betonem

SPOINY

$a_p =$	4	[mm]	Płyta główna stopy słupa
---------	---	------	--------------------------

OBCIĄŻENIA

Przypadek: 6: SGN /2/ 1*1.000 + 2*1.000 + 5*1.500

$N_{j,Ed} =$	3,180	[kN]	Siła osiowa
$V_{j,Ed,z} =$	1,701	[kN]	Siła ścinająca
$M_{j,Ed,y} =$	-5,570	[kN*m]	Moment zginający

REZULTATY

STREFA ŚCISKANA

ŚCISKANIE BETONU

c =	27	[mm]	Dodatkowa szerokość docisku	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	33,333	[MPa]	Wytrzymałość obliczeniowa na docisk	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,y} =$	374,908	[kN]	Nośność betonu na docisk przy zginaniu My	[6.2.8.3.(1)]

PÓŁKA I ŚRODNIK SŁUPA PRZY ŚCISKANIU

$M_{c,Rd,y} =$	38,825	[kN*m]	Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	109	[mm]	Odległość między środkami ciężkości pólek	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	356,191	[kN]	Nośność ściskanej półki i środka	[6.2.6.7.(1)]

NOŚNOŚCI STOPY W STREFIE ŚCISKANEJ

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	356,191	[kN]	Nośność stopy w strefie ściskanej	[6.2.8.3]

STREFA ROZCIAGANA

ZERWANIE ŚRUBY KOTWIĄCEJ

$F_{t,Rd,s1} =$	48,042	[kN]	Nośność śruby na zerwanie	[Tablica 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	52,333	[kN]	Nośność śruby na zerwanie	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	48,042	[kN]	Nośność śruby na zerwanie	

WYRWANIE ŚRUBY KOTWIĄCEJ Z BETONU

$F_{t,Rd,p} =$	20,306	[kN]	Nośność obl. ze względu na wyrywanie	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
----------------	--------	------	--------------------------------------	-----------------------

WYŁAMANIE STOŻKA BETONU

$N_{Rk,c}^0 =$	62,119	[kN]	Nośność obl. ze względu na wyrywanie	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c} =$	28,759	[kN]	Nośność obliczeniowa kotwi na wyłamanie stożka betonu	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROZSADZANIE BETONU

$N_{Rk,c}^0 =$	68,892	[kN]	Nośność obl. ze względu na wyrywanie	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp} =$	38,273	[kN]	Nośność obliczeniowa kotwi na rozsadzanie betonu	CEB [9.2.5]

NOŚNOŚĆ KOTWI NA ROZCIĄGANIE

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$				
$F_{t,Rd} =$	20,306	[kN]	Nośność kotwi na rozciąganie	

ZGINANIE PŁYTY PODSTAWY

$F_{t,pl,Rd,y} = 40,613$ [kN] Nośność płyty przy rozciąganiu [6.2.4]

NOŚNOŚCI STOPY W STREFIE ROZCIĄGANEJ

$N_{j,Rd} = 81,225$ [kN] Nośność stopy przy rozciąganiu osiowym [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 40,613$ [kN] Nośność stopy w strefie rozciąganej [6.2.8.3]

KONTROLA NOŚNOŚCI POŁĄCZENIA

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,039 < 1,000$ **zweryfikowano** (0,039)

$M_{j,Rd,y} = 5,691$ [kN*m] Nośność połączenia na zginanie [6.2.8.3]

$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,979 < 1,000$ **zweryfikowano** (0,979)

ŚCINANIE

DOCISK ŚRUBY KOTWIĄCEJ DO PŁYTY PODSTAWY

$F_{1,vb,Rd,z} = 102,400$ [kN] Nośność śruby kotwiącej na docisk do płyty podstawy [6.2.2.(7)]

ŚCIĘCIE ŚRUBY KOTWIĄCEJ

$F_{2,vb,Rd} = 25,736$ [kN] Nośność śruby na ścięcie - bez efektu dźwigni [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 5,800$ [kN] Nośność śruby na ścięcie - z efektem dźwigni CEB [9.3.1]

WYWAŻANIE STOŻKA BETONU

$F_{v,Rd,cp} = 57,517$ [kN] Nośność betonu na wyważanie CEB [9.3.1]

ZNISZCZENIE KRAWĘDZI BETONU

$F_{v,Rd,c,z} = 48,043$ [kN] Nośność betonu ze wzgl. na zniszczenie krawędzi CEB [9.3.1]

POŚLIZG STOPY

$F_{f,Rd} = 0,000$ [kN] Nośność na poślizg [6.2.2.(6)]

KONTROLA ŚCINANIA

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 23,202$ [kN] Nośność połączenia na ścinanie CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,073 < 1,000$ **zweryfikowano** (0,073)

SPOINY MIĘDZY SŁUPEM I PŁYTĄ PODSTAWY

$\sigma_{\perp} = 40,695$ [MPa] Naprężenie normalne w spoinie [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 40,695$ [MPa] Naprężenie styczne prostopadłe [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,000$ [MPa] Naprężenie styczne równoległe do $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 2,169$ [MPa] Naprężenie styczne równoległe do $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,850$ Współczynnik zależny od wytrzymałości [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1) $0,141 < 1,000$ **zweryfikowano** (0,141)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1,0$ (4.1) $0,240 < 1,000$ **zweryfikowano** (0,240)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1,0$ (4.1) $0,185 < 1,000$ **zweryfikowano** (0,185)

SZTYWNOŚĆ POŁĄCZENIA

Zginanie momentem $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 12$ [mm] Wsp. sztywności ściskanego betonu [Tablica 6.11]

$k_{15,y} = 5$ [mm] Wsp. sztywności płyty podstawy przy rozciąganiu [Tablica 6.11]

$k_{16,y} = 1$ [mm] Wsp. sztywności kotwi na rozciąganie [Tablica 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,972$ Smukłość słupa [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 1475,716$ [kN*m] Początkowa sztywność obrotowa [Tablica 6.12]

$S_{j,rig,y} = 11833,043$ [kN*m] Sztywność połączenia sztywnego [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ PÓŁ-SZTYWNE [5.2.2.5.(2)]

NAJSŁABSZY KOMPONENT:

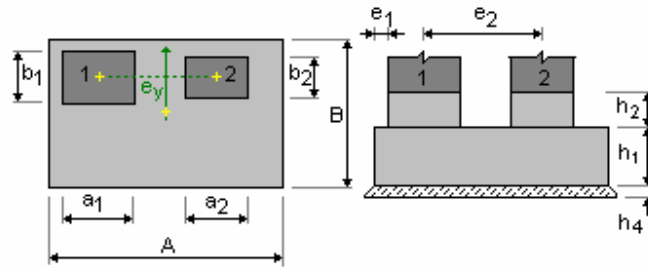
FUNDAMENT NA WYRYWANIE ŚRUBY KOTWIĄCEJ Z BETONU

Połączenie zgodne z normą Proporcja 0,979

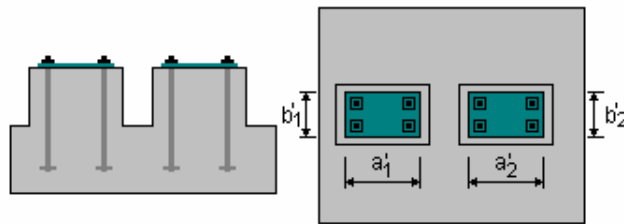
1 Stopa fundamentowa: poz. 5.1.

1.1 Dane podstawowe

1.1.1 Geometria:



A	= 1,800 (m)	a1	= 0,400 (m)	a2	= 0,400 (m)
B	= 0,800 (m)	b1	= 0,400 (m)	b2	= 0,400 (m)
h1	= 0,400 (m)	e1	= 0,000 (m)		
h2	= 0,900 (m)	e2	= 1,400 (m)	ey	= 0,000 (m)
h4	= 0,050 (m)				



a1'	= 24,0 (cm)	a2'	= 24,0 (cm)
b1'	= 12,0 (cm)	b2'	= 12,0 (cm)

cnom1 = 3,0 (cm)

cnom2 = 36,0 (cm)

Odchyłki otuliny: Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)

1.1.2 Obciążenia:

Obciążenia fundamentu:

Przypadek	Natura	Grupa	Trzon	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
STA1	stałe	16	1	2,538	-0,001	0,000	0,004	-0,001
			2	2,550	-0,001	0,000	-0,004	-0,001
STA2	stałe	16	1	2,781	-0,001	0,000	0,010	-0,001
			2	2,809	-0,001	0,000	-0,010	-0,001
EKSP1	zmiennie	16	1	10,878	-0,002	0,000	0,069	-0,003
			2	11,082	-0,002	0,000	-0,069	-0,003

Obciążenia naziomu:

Przypadek	Natura	Q1 (kN/m2)
Q1	zmiennie	2,000

1.2 Wymiarowanie geotechniczne

1.2.1 Stany graniczne

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

Kombinacja wymiarująca

SGN A1 : 1.35STA1+1.35STA2+1.50EKSP1

Współczynniki obciążeniowe:

1.35 * ciężar fundamentu

1.35 * ciężar gruntu

1.35 * naziom (stałe)

1.50 * naziom (zmiennie)

Wyniki obliczeń: na poziomie posadowienia fundamentu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 57,978 (kN)

Obciążenie wymiarujące:

Nr = 105,334 (kN)

Mx = -0,000 (kN*m)

My = 0,226 (kN*m)

Mimośród działania obciążenia:

eB = 0,002 (m)

eL = 0,000 (m)

Wymiary zastępcze fundamentu:

B' = B - 2|eB| = 0,800 (m)

L' = L - 2|eL| = 1,796 (m)

Głębokość posadowienia:

Dmin = 1,200 (m)

Metoda obliczeń naprężenia dopuszczalnego: Analityczna

Współczynniki nośności:

$$\begin{aligned}N_{\gamma} &= 2.050 \\N_c &= 11.885 \\N_q &= 4.491\end{aligned}$$

Współczynniki wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{aligned}i_{\gamma} &= 1.000 \\i_c &= 1.000 \\i_q &= 1.000\end{aligned}$$

Współczynniki kształtu:

$$\begin{aligned}s_{\gamma} &= 0.866 \\s_c &= 1.162 \\s_q &= 1.126\end{aligned}$$

Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu:

$$\begin{aligned}b_{\gamma} &= 1.000 \\b_c &= 1.000 \\b_q &= 1.000\end{aligned}$$

Parametry geotechniczne:

$$\begin{aligned}C &= 0.022 \text{ (MPa)} \\ \phi &= 0,286 \\ \gamma &= 21.500 \text{ (kN/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

$$q_u = 0,449 \text{ (MPa)}$$

Obliczeniowy opór podłoża gruntowego:

$$q_{lim} = q_u / \gamma_f = 0.449 \text{ (MPa)}$$

$$\gamma_f = 1,000$$

Naprężenie w gruncie: $q_{ref} = 0.074 \text{ (MPa)}$

Współczynnik bezpieczeństwa: $q_{lim} / q_{ref} = 6.096 > 1$

Odrywanie

Odrywanie w SGN

Kombinacja wymiarująca

SGN A1 : 1.00STA1+1.00STA2+1.50EKSP1

Współczynniki obciążeniowe:

1.00 * ciężar fundamentu

1.00 * ciężar gruntu

1.00 * naziom (stałe)

0.00 * naziom (zmiennie)

Powierzchnia kontaktu:

$$s = 0,001$$

$$s_{lim} = 0,333$$

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca

SGN A2 : 1.00STA1+1.00STA2+1.30EKSP1

Współczynniki obciążeniowe:

1.00 * ciężar fundamentu

1.00 * ciężar gruntu

1.00 * naziom (stałe)

0.00 * naziom (zmiennie)

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 40,458 \text{ (kN)}$

Obciążenie wymiarujące:

$$N_r = 79,685 \text{ (kN)} \quad M_x = -0,000 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_y = 0,192 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Wymiary zastępcze fundamentu: $A_{_} = 1,800 \text{ (m)} \quad B_{_} = 0,800 \text{ (m)}$

Powierzchnia poślizgu: $1,440 \text{ (m}^2\text{)}$

Współczynnik tarcia fundament - grunt: $\tan(\delta_d) = 0,133$

Kohezja: $c_u = 0.018 \text{ (MPa)}$

Uwzględnione parcie gruntu:

$$H_x = -0,008 \text{ (kN)} \quad H_y = 0,000 \text{ (kN)}$$

$$P_{py} = 0,000 \text{ (kN)}$$

$$P_{ay} = 0,000 \text{ (kN)}$$

Wartość siły poślizgu

$$H_d = 0,008 \text{ (kN)}$$

Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:

$$\text{- na poziomie posadowienia: } R_d = 10,572 \text{ (kN)}$$

Stateczność na przesunięcie: $1317 > 1$

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

Kombinacja wymiarująca

SGU : 1.00STA1+1.00STA2+1.00EKSP1

Współczynniki obciążeniowe:

1.00 * ciężar fundamentu

1.00 * ciężar gruntu

1.00 * naziom (stałe)

1.00 * naziom (zmiennie)

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 42,698 \text{ (kN)}$

Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego: $q = 0,052$ (MPa)
 Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 1,200$ (m)
 Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 0,008$ (MPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 0,052$ (MPa)
 Osiadanie:
 - pierwotne $s' = 0,0$ (cm)
 - wtórne $s'' = 0,0$ (cm)
 - CAŁKOWITE $S = 0,0$ (cm) < $S_{adm} = 1,0$ (cm)
 Współczynnik bezpieczeństwa: $21.94 > 1$

Różnica osiadań

Kombinacja wymiarująca **SGU : 1.00STA1+1.00STA2+1.00EKSP1**
 Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
1.00 * naziom (stałe)
1.00 * naziom (zmiennie)
 Różnica osiadań: $S = 0,0$ (cm) < $S_{adm} = 1,0$ (cm)
 Współczynnik bezpieczeństwa: $821.2 > 1$

Obrót

Wokół osi OX

Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.00STA1+1.00STA2+1.50EKSP1**
 Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
1.00 * naziom (stałe)
0.00 * naziom (zmiennie)
 Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 40,458$ (kN)
 Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 84,076$ (kN) $Mx = -0,000$ (kN*m) $My = 0,218$ (kN*m)
 Moment stabilizujący: $M_{stab} = 33,630$ (kN*m)
 Moment obracający: $M_{renv} = 0,000$ (kN*m)
 Stateczność na obrót: $6.079e+006 > 1$

Wokół osi OY

Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.00STA1+1.00STA2+1.50EKSP1**
 Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
1.00 * naziom (stałe)
0.00 * naziom (zmiennie)
 Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 40,458$ (kN)
 Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 84,076$ (kN) $Mx = -0,000$ (kN*m) $My = 0,218$ (kN*m)
 Moment stabilizujący: $M_{stab} = 75,680$ (kN*m)
 Moment obracający: $M_{renv} = 0,230$ (kN*m)
 Stateczność na obrót: $329 > 1$

1.3 Wymiarowanie żelbetowe

1.3.1 Zbrojenie rzeczywiste

Stopa:

Dolne:

Wzdłuż osi X:

4 B500B 12

Wzdłuż osi Y:

9 B500B 12

Górne:

Wzdłuż osi X:

4 B500B 12

Wzdłuż osi Y:

9 B500B 12

Trzon słupa: 1

Zbrojenie podłużne

4 B500B 12

Zbrojenie poprzeczne

7 B500B 6

Trzon słupa: 2

Zbrojenie podłużne

4 B500B 12

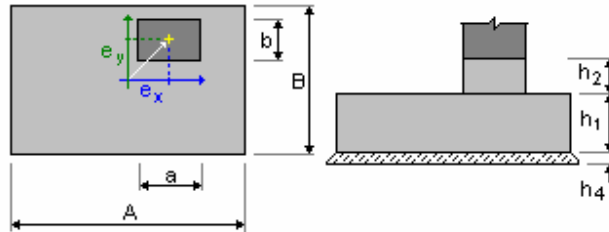
Zbrojenie poprzeczne

7 B500B 6

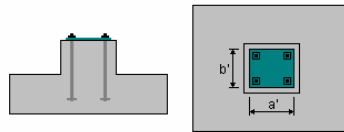
1 Stopa fundamentowa: poz. 5.2.

1.1 Dane podstawowe

1.1.1 Geometria:



A	= 0,900 (m)	a	= 0,600 (m)
B	= 0,900 (m)	b	= 0,600 (m)
h1	= 0,400 (m)	ex	= 0,150 (m)
h2	= 1,200 (m)	ey	= 0,000 (m)
h4	= 0,050 (m)		



a'	= 24,0 (cm)
b'	= 24,0 (cm)
cnom1	= 3,0 (cm)
cnom2	= 3,0 (cm)

Odchyłki otuliny: Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)

1.1.4 Obciążenia:

Obciążenia fundamentu:

Przypadek	Natura	Grupa	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
STA1	stałe	3	1,417	-0,000	0,000	0,000	-0,000
STA2	stałe	3	0,195	-0,000	0,000	0,000	-0,000
SN1	śnieg	3	7,347	-0,000	0,000	0,000	-0,000
WIATR1	wiatr	3	1,629	0,897	0,000	0,000	2,718
WIATR2	wiatr	3	-3,301	-0,897	0,000	0,000	-2,718

1.2 Wymiarowanie geotechniczne

1.2.3 Stany graniczne

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

Kombinacja wymiarująca

SGN A1 : 1.35STA1+1.35STA2+1.50WIATR1+0.75SN1

Współczynniki obciążeniowe:

1.35 * ciężar fundamentu

1.35 * ciężar gruntu

Wyniki obliczeń: na poziomie posadowienia fundamentu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 41,073 (kN)

Obciążenie wymiarujące:

Nr = 51,204 (kN)

Mx = 0,000 (kN*m)

My = 7,969 (kN*m)

Mimośród działania obciążenia:

eB = 0,156 (m)

eL = -0,000 (m)

Wymiary zastępcze fundamentu:

B' = B - 2|eB| = 0,589 (m)

L' = L - 2|eL| = 0,900 (m)

Głębokość posadowienia:

Dmin = 1,600 (m)

Metoda obliczeń naprężenia dopuszczalnego: Półempiryczna - limit naprężeń

qu = 0,300 (MPa)

ple* = 0,265 (MPa)

De = Dmin - d = 1,600 (m)

kp = 1,000

q'0 = 0,035 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'0 = 0,300 (MPa)

Naprężenie w gruncie: qref = 0,129 (MPa)

Współczynnik bezpieczeństwa: qlim / qref = 2,328 > 1

Odrywanie

Odrywanie w SGN

Kombinacja wymiarująca

SGN A1 : 1.00STA1+1.00STA2+1.50WIATR2

Współczynniki obciążeniowe:

1.00 * ciężar fundamentu

Powierzchnia kontaktu: 1.00 * ciężar gruntu
 $s = 0,269$
 $s_{lim} = 0,333$

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca **SGN A2 : 1.00STA1+1.00STA2+1.30WIATR2**
Współczynniki obciążeniowe: 1.00 * ciężar fundamentu
 1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 30,425$ (kN)
Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 27,746$ (kN) $Mx = 0,000$ (kN*m) $My = -5,636$ (kN*m)
Wymiary zastępcze fundamentu: $A_ = 0,900$ (m) $B_ = 0,900$ (m)
Powierzchnia poślizgu: $0,667$ (m²)
Współczynnik tarcia fundament - grunt: $\tan(\delta d) = 0,151$
Kohezja: $c_u = 0.025$ (MPa)
Uwzględnione parcie gruntu:
 $Hx = -1,166$ (kN) $Hy = 0,000$ (kN)
 $P_{py} = 0,000$ (kN)
 $P_{ay} = 0,000$ (kN)
 $Hd = 1,166$ (kN)
Wartość siły poślizgu
Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- na poziomie posadowienia: $Rd = 4,182$ (kN)
Stateczność na przesunięcie: $3.587 > 1$

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
Kombinacja wymiarująca **SGU : 1.00STA1+1.00STA2+1.00WIATR1+1.00SN1**
Współczynniki obciążeniowe: 1.00 * ciężar fundamentu
 1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 30,425$ (kN)
Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego: $q = 0,051$ (MPa)
Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 0,675$ (m)
Naprężenie na poziomie z:
- dodatkowe: $\sigma_{zd} = 0,007$ (MPa)
- wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 0,050$ (MPa)
Osiadanie:
- pierwotne $s' = 0,0$ (cm)
- wtórne $s'' = 0,0$ (cm)
- CAŁKOWITE $S = 0,0$ (cm) < $S_{adm} = 1,0$ (cm)
Współczynnik bezpieczeństwa: $56.27 > 1$

Różnica osiadań

Kombinacja wymiarująca **SGU : 1.00STA1+1.00STA2+1.00WIATR1+1.00SN1**
Współczynniki obciążeniowe: 1.00 * ciężar fundamentu
 1.00 * ciężar gruntu
Różnica osiadań: $S = 0,1$ (cm) < $S_{adm} = 1,0$ (cm)
Współczynnik bezpieczeństwa: $8.966 > 1$

Obrót

Wokół osi OX

Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.00STA1+1.00STA2+1.50WIATR2**
Współczynniki obciążeniowe: 1.00 * ciężar fundamentu
 1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 30,425$ (kN)
Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 27,086$ (kN) $Mx = 0,000$ (kN*m) $My = -6,565$ (kN*m)
Moment stabilizujący: $M_{stab} = 13,691$ (kN*m)
Moment obracający: $M_{renv} = 1,503$ (kN*m)
Stateczność na obrót: $9.111 > 1$

Wokół osi OY

Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.00STA1+1.00STA2+1.50WIATR2**
Współczynniki obciążeniowe: 1.00 * ciężar fundamentu
 1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 30,425$ (kN)
Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 27,086$ (kN) $Mx = 0,000$ (kN*m) $My = -6,565$ (kN*m)
Moment stabilizujący: $M_{stab} = 12,266$ (kN*m)
Moment obracający: $M_{renv} = 8,232$ (kN*m)
Stateczność na obrót: $1.49 > 1$

1.3 Wymiarowanie żelbetowe

1.3.1 Analiza przebiecia i ścinania

Przebiecie

Kombinacja wymiarująca

SGN : 1.35STA1+1.35STA2+1.50WIATR1+0.75SN1

Współczynniki obciążeniowe:

1.35 * ciężar fundamentu

1.35 * ciężar gruntu

Obciążenie wymiarujące:

Nr = 51,204 (kN) Mx = 0,000 (kN*m) My = 7,969 (kN*m)

Długość obwodu krytycznego:

1,615 (m)

Siła przebijająca:

9,232 (kN)

Wysokość użyteczna przekroju

heff = 0,330 (m)

Stopień zbrojenia:

$\rho = 0.163 \%$

Naprężenie ścinające:

0,293 (MPa)

Dopuszczalne naprężenie ścinające:

2,075 (MPa)

Współczynnik bezpieczeństwa:

7.085 > 1

1.3.2 Zbrojenie rzeczywiste

Stopa:

Dolne:

Wzdłuż osi X:

5 B500B 12

Wzdłuż osi Y:

5 B500B 12

Górne:

Wzdłuż osi X:

5 B500B 12

Wzdłuż osi Y:

5 B500B 12

Zbrojenie podłużne

8 B500B 12

Zbrojenie poprzeczne

8 B500B 6