BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
www.projekty-dworzycki.pl NIP 921-163-45-68

PROJEKT BUDOWLANY

KONSTRUKCJA

Nazwa obiektu budowlanego:

BUDYNEK EKSPOZYCYJNY PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK Okręg ZAMOŚĆ im. ppłk. Stanisława Prusa ps. „Adam" w Bondyrzu

Adres obiektu budowlanego:

Bondyrz, 22-442 Adamów

Numer ewidencyjny działki:

2091/1

Imię i nazwisko lub nazwa inwestora:

Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość

Adres inwestora:

ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość

Nazwa i adres jednostki projektowania:

BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. WYSPIAŃSKIEGO 21/8, 22-600 TOMASZÓW LUBELSKI

Projektował: branża konstrukcyjna

inż. Jan Dworzycki
upr. nr LUB/0274/POOK/05 *Podpis:*
upr. bud. do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Sprawdził: branża konstrukcyjna

mgr inż. Marek Nicgorski
upr. nr 55/98/Za *Podpis:*
upr. bud. do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

EGZEMPLARZ 1

Bondyrz, 20 luty 2019 r.

WSZELKIE PRAWA ZASTRZEŻONE
Reprodukcja projektu w całości lub fragmentach bez uprzedniego zezwolenia autora zabronione

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA :

I. Opis techniczny.

II. Obliczenia statyczne.

III. Część graficzna :

Rys. nr K 01. Rzut fundamentów.	1:75
Rys. nr K 02. Rzut parteru – układ elementów konstrukcyjnych.	1:75
Rys. nr K 03. Rzut poddasza – układ elementów konstrukcyjnych.	1:75
Rys. nr K 04. Rzut więźby dachowej.	1:75
Rys. nr K 05. Przekrój A-A – układ elementów konstrukcyjnych.	1:75
Rys. nr K 06. Przekrój B-B – układ elementów konstrukcyjnych.	1:75
Rys. nr K 07. Przekrój C-C – układ elementów konstrukcyjnych.	1:75
Rys. nr K 08. Ławy fundamentowe „ŁF”.	1:20
Rys. nr K 09. Stopa fundamentowa SF-1.	1:20
Rys. nr K 10. Stopa fundamentowa SF-2.	1:20
Rys. nr K 11. Stopa fundamentowa SF-3.	1:20
Rys. nr K 12. Stopa fundamentowa SF-4.	1:20
Rys. nr K 13. Starter trzpienia ST-1.	1:20
Rys. nr K 14. Ława schodowa SH-1.	1:20

I. OPIS TECHNICZNY

1. Podstawa opracowania.

- Zlecenie Zamawiającego.
- Uzgodnienia z Zamawiającym.
- dokumentacja badań podłoża gruntowego i opinia geotechniczna wykonana w lutym 2019 roku, przez firmę Geoproblem S.C.
- Projekt budowlany branży architektonicznej.
- Mapa sytuacyjno-wysokościowa w skali 1:500.
- Aktualne przepisy prawa w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, oraz w sprawie zakresu i formy projektu budowlanego.

2. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany konstrukcji budowy budynku ekspozycyjnego przy Muzeum Historycznym Światowego Związku Żołnierzy AK okręg Zamość im. ppłk. Stanisława Prusa ps. „Adam" w Bondyrzu, działka nr geod. 2091/1.

3. Warunki gruntowo-wodne.

Do określenia parametrów gruntowych wykonano badania podłoża gruntowego w miejscu usytuowania projektowanego obiektu. Badania wykonano w lutym 2019 roku przez firmę Geoproblem S.C..

Warunki gruntowo-wodne stwierdzone w podłożu są korzystne i średnio korzystne.

Podłoże jest jednorodne litologicznie i uwarstwione geotechnicznie.

Pod nasypami o miąższości 0,6 i 0,8m stwierdzono:

warstwa I - włączono do niej wilgotne piaski drobne, luźne o I_D=0,30. Zalegają w odwiercie nr 1 na głębokości 1,1-1,9m ppt.

warstwa II - zakwalifikowano do niej wilgotne piaski drobne, średnio zagęszczone o I_D=0,40. W odwiercie nr 1 występują nad i pod piaskami warstwy I osiągając miąższość 0,2m.

warstwa III - to wilgotne piaski drobne, średnio zagęszczone o I_D=0,50. W odwiercie nr 1 nawiercono je w przelocie 0,6-0,9m ppt, zaś w odwiercie nr 2 w przelocie 0,8-2,7m ppt.

warstwa IV - obejmuje wilgotne piaski drobne, średnio zagęszczone o I_D=0,60. Stwierdzono je od głębokości 2,1m ppt w odwiercie nr 1 i od głębokości 2,7m ppt w odwiercie nr 2 i nie przewiercono do głębokości badania.

Z powodu braku spójności w piaskach trudno utrzymać stabilność ścian zwłaszcza głębszych wykopów.

Do głębokości rozpoznania wody gruntowej nie nawiercono.

Wykopy przy fundamentach zasypać odpowiednio zagęszczonymi, kontrolowanymi na bieżąco gruntami, co zabezpieczy powierzchnię przed osiadaniem i przenikaniem wód do podłoża.

Głębokość przemarzania gruntów dla badanego terenu wynosi 1,0 m ppt.

Przy utrzymujących się długo niskich temperaturach i przy braku pokrywy śnieżnej strefa przemarzania może sięgnąć głębiej.

4. Opinia geotechniczna.

Stosownie do *Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. (Dz.U. poz.463 z dnia 27.04.2012) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych*, warunki gruntowe w rejonie posadowienia projektowanego obiektu można zaliczyć do prostych. Projektowany obiekt zakwalifikowano do I kategorii geotechnicznej.

5. Szczegółowy opis konstrukcji.

5.1. Ławy i stopy fundamentowe projektowane żelbetowe wylewane z betonu kl. C20/25 zbrojone prętami żebrowanymi ze stali klasy A-IIIN (BSt500S). Poziom posadowienia fundamentów zaprojektowano na poziomie -1,20m (od projektowanego zera budynku).

Powierzchnie stykające się z gruntem należy zabezpieczyć elastyczną izolacją powłokową.

Pod projektowanymi fundamentami chudy beton klasy B10 o grubości min. 10 cm.

Fundamenty budynku należy posadowić w warstwie geotechnicznej I i III - piaski drobne, o stopniu zagęszczenia I_D=0,30 i I_D=0,50.

W przypadku natrafienia na poziomie projektowanych fundamentów na grunt nasypowy nienośny, należy wybrać go ręcznie, a ubytki uzupełnić chudym betonem.

Z projektowanych fundamentów należy wypuścić płaskowniki uziemiające połączone ze zbrojeniem stóp fundamentowych. Rodzaj płaskownika wg branży elektrycznej.

5.2. Ściany fundamentowe murowane bloczków betonowych pełnych klasy C16/20 murowanych na zaprawie cementowej klasy M10 (MPa).

Powierzchnie stykające się z gruntem należy zabezpieczyć elastyczną izolacją powłokową.

5.3. Ściany zewnętrzne nadziemia murowane z bloczków z betonu komórkowego M600 o wytrzy-

małości na ściskanie 4MPa, grubości 24 cm, na zaprawie cementowo-wapiennej klasy M5(MPa).

5.4. Słupy i trzpienie wylewane z betonu klasy C20/25, zbrojone podłużnie prętami żebrowanymi A-IIIN (BSt500S).

5.5. Nadproża, podciągi, wieńce wylewane z betonu klasy C20/25, zbrojone prętami żebrowanymi, stal A-IIIN (BSt500S).

5.6. Schody wylewane z betonu klasy C20/25, zbrojone prętami żebrowanymi, stal A-IIIN (BSt500S).

5.7. Strop między kondygnacyjny gęstożebrowy np. Rectobeton wylewany z betonu klasy C25/30, o grubości z nadbetonem 19cm, zbrojone prętami żebrowanymi ze stali A-IIIN (BSt500S).
Stropy Rectobeton są belkowo-pustakowymi, prefabrykowanymi stropami gęstożebrowanymi. Stropy te składają się ze sprężonych, strunobetonowych belek oraz wypełnień stropowych wykonanych w postaci żwirobetonowych, wibroprasowanych pustaków stropowych. Uzupełnieniem systemu stropowego są zbrojenia przypodporowe, zgrzewane siatki zbrojeniowe oraz beton klasy C25/30 wylewany na budowie. Wysokość pustaków 12cm, nadbeton klasy C25/30 zbrojony siatkami zgrzewanymi grubości 7cm. Należy dozbroić żebra stropu dokładając na stopkach belek pręty po długości wg zestawienia.

Do montażu sufitów podwieszanych stosować łączniki systemowe. Nie można stosować łączników wymagających wiercenia w belkach stropu.

5.8. Płyta stropowa na przedłużeniu biegu schodowego monolityczna wylewana grubości 19cm, z betonu klasy C20/25 (B25), zbrojone prętami ze stali A-IIIN (RB500W). Płyta zbrojona krzyżowo, poprzez zastosowanie w rejonie stropu pustaków stropowych niższych 7,0cm i możliwość zakotwienia zbrojenia.

5.9. Płyta wspornikowa nad wejściem monolityczna wylewana grubości 15cm, z betonu klasy C20/25 (B25), zbrojone prętami ze stali A-IIIN (RB500W). Płyta wspornikowa zbrojona górą, zbrojenie zakotwione w stropie gęstożebrowym, poprzez zastosowanie w rejonie wspornika pustaków stropowych niższych 7,0cm.

5.10. Konstrukcja dachu drewniana o konstrukcji krokwiowo-kleszczowej.

W kalenicy krokwie podparte płatwią stalową z dwuteownika szerokostopowego HEB200,

podpartej słupami z ceowników C200.

Murłaty, należy kotwić do śrub M16 zakotwionych w wieńcu, jednak nie rzadziej niż w rozstawie co ~1,00m.

Drewno klasy C24, impregnowanego środkiem certyfikowanym znakiem CE przeciw grzybom, pleśniom i owadom, do stopnia trudnozapalności. Pokrycie dachu blachodachówką. Obróbki blacharskie, rynny i rury spustowe z blachy stalowej płaskiej powlekanej.

5.11. Posadzka na gruncie. Po zdjęciu humusu, wykonaniu wykopów i fundamentów należy zagęścić istniejące piaski do wskaźnika zagęszczenia $I_S \geq 0,97$. Na tak przygotowanym podłożu należy wykonać podkład z chudego betonu C12/15 grubości 12cm, a następnie warstwy posadzkowe wg branży architektonicznej.

Płyta górna z betonu C16/20 grubości 6cm, zbrojona stalowymi siatkami zgrzewanymi z prętów ∅3mm o oczkach 20x20cm.

5.12. Zabezpieczenie antykorozyjne elementów stalowych.

Elementy stalowe należy dokładnie oczyścić do 2 stopnia czystości zgodnie z obowiązującymi normami, ze zwróceniem szczególnej uwagi na niewielkie ogniska korozji powstałe w czasie składowania konstrukcji, które muszą być oczyszczone b. dokładnie, zwłaszcza w miejscach trudno dostępnych.

Gruntowanie: 2 * farba chlorokauczukowa do gruntowania chemoodporna czerwona tlenkowa o symbolu 7223-000-XX0.

Malowanie nawierzchniowe: 2 * emalia chlorokauczukowa chemoodporna o symbolu 7262-000-XX0.

6. Uwagi końcowe .

Stosowane materiały do budowy obiekty winny posiadać odpowiednie aprobaty techniczne i dopuszczenia do stosowania w budownictwie. Przy wykonywaniu robót należy stosować wyroby dopuszczone do obrotu i stosowania w budownictwie, za które uważa się wyroby, dla których wydano certyfikat na znak bezpieczeństwa lub deklarację zgodności z Polską Normą lub aprobatę techniczną (Prawo Budowlane art. 10).

Dz. U. 2016, poz. 1570 z dnia 8 września 2016r. o wyrobach budowlanych określa zasady wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych, zasady kontroli wyrobów budowlanych wprowadzonych do obrotu oraz zasady działania organów administracji publicznej w tej dziedzinie.

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 17 listopada 2016 r. w sprawie sposobów deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym (Dz. U. 2016 poz. 1966) wydane na podstawie w/w ustawy określa m. in. sposób deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych na podstawie oceny zgodności z Polską Normą lub aprobatą techniczną, wymagane systemy oceny zgodności i sposób znakowania wyrobów budowlanych. Roboty należy wykonywać zgodnie z "Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano - montażowych" oraz przepisami BHP.

Projektował:
inż. Jan DWORZYCKI
nr ewid.: LUB/0274/POOK/05
upr. bud. do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Sprawdził:
mgr inż. Marek Nicgorski
nr ewid.: 55/98/Za
upr. bud. do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

II. OBLICZENIA STATYCZNE

1. Zestawienie obciążeń

0.1. Użytkowe (Obliczenia)

Rodzaj: użytkowe
Typ: zmienne

0.1.1. Użytkowe

Charakterystyczna wartość obciążenia:
$Q_k = 3{,}0\ kN/m^2 = 3{,}00\ kN/m^2$.
Obliczeniowa wartość obciążenia:
$Q_o = 4{,}20\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1{,}40$,
$\psi_d = 1{,}00$.

0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOWE

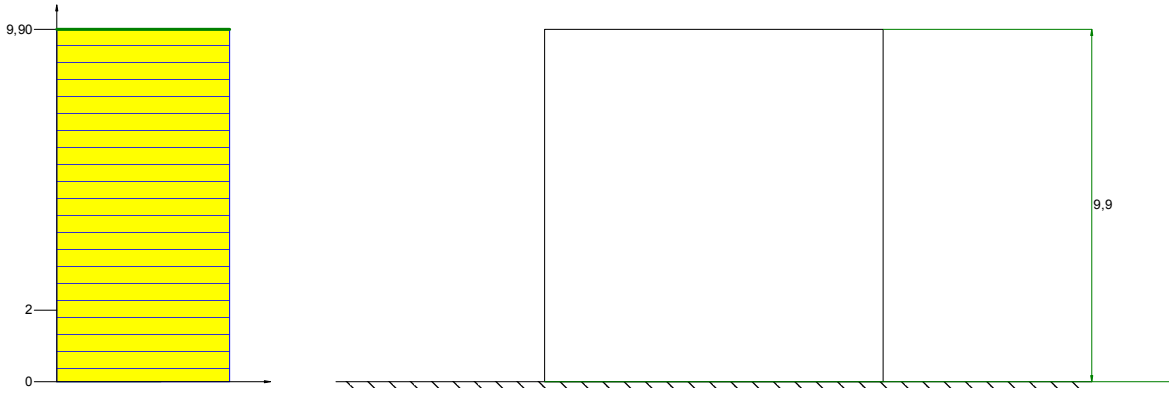
Charakterystyczna wartość obciążenia:
$Q_k = 1{,}25\ kN/m^2 = 1{,}25\ kN/m^2$.
Obliczeniowa wartość obciążenia:
$Q_o = 1{,}50\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1{,}20$,
$\psi_d = 1{,}00$.

0.2. Wiatr (Obliczenia)

Rodzaj: wiatr
Typ: zmienne

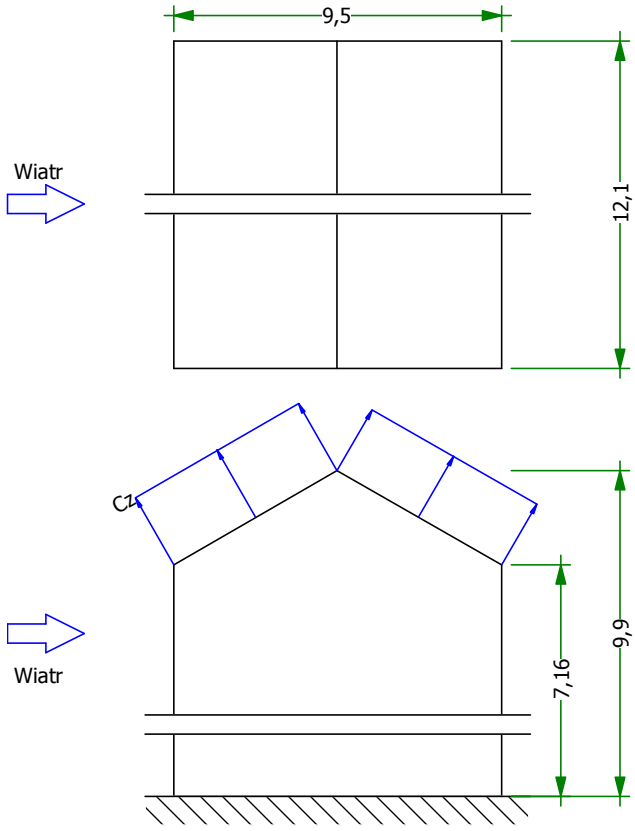
0.2.1. Wiatr Ia

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0{,}37\ kN/m^2$ przyjęto jak dla strefy I uwzględniając zwiększenie o 20% jak dla budowli monumentalnych.
Współczynnik ekspozycji $C_e = 1{,}00$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu z = 9,90 m. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.



Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1{,}80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0{,}12$; okres drgań własnych T = 0,20 s).

Współczynnik aerodynamiczny C połaci nawietrznej dachu dwuspadowego ($\alpha = 30°$) wg wariantu I równy jest $C = C_z - C_w = -0{,}45$, gdzie:
$C_z = -0{,}45$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,
$C_w = 0{,}00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.



Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$Q_k = 0{,}37\ kN/m^2 \cdot 1{,}00 \cdot (-0{,}45 - 0{,}00) \cdot 1{,}8 = -0{,}30\ kN/m^2$.

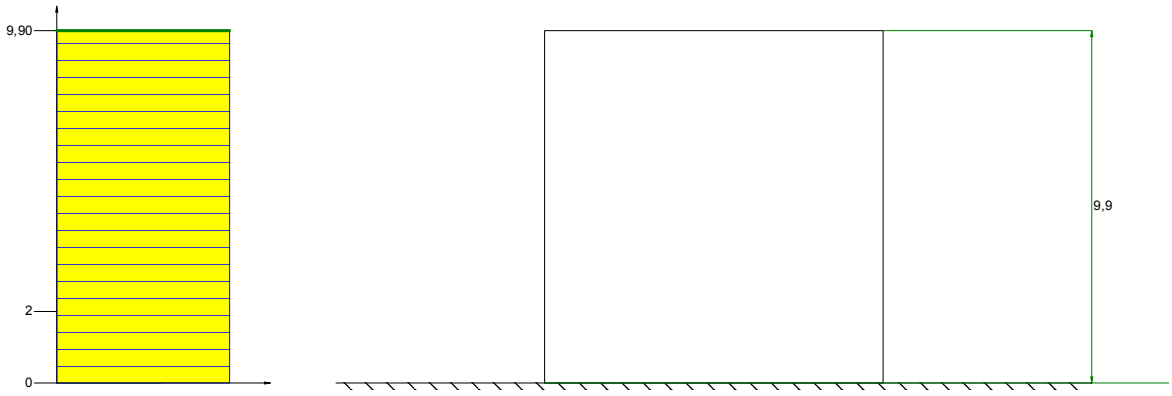
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$Q_o = -0{,}45\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1{,}50$.

0.2.2. Wiatr Ib

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0{,}37\ kN/m^2$ przyjęto jak dla strefy I uwzględniając zwiększenie o 20% jak dla budowli monumentalnych.

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1{,}00$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu z = 9,90 m. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.



Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1{,}80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0{,}12$; okres drgań własnych T = 0,20 s).

Współczynnik aerodynamiczny C połaci zawietrznej dachu dwuspadowego ($\alpha = 30°$) wg wariantu I równy jest $C = C_z - C_w = -0{,}40$, gdzie:

$C_z = -0{,}40$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0{,}00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$Q_k = 0{,}37\ kN/m^2 \cdot 1{,}00 \cdot (-0{,}40 - 0{,}00) \cdot 1{,}8 = -0{,}27\ kN/m^2$.

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$Q_o = -0{,}41\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1{,}50$.

0.2.3. Wiatr IIa

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0{,}37\ kN/m^2$ przyjęto jak dla strefy I uwzględniając zwiększenie o 20% jak

dla budowli monumentalnych.
Współczynnik ekspozycji C_e = 1,00 przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu z = 9,90 m. Ponieważ H/L ≤ 2 przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.
Współczynnik działania porywów wiatru β = 1,80 przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia Δ = 0,12; okres drgań własnych T = 0,20 s).

Współczynnik aerodynamiczny C połaci nawietrznej dachu dwuspadowego (α = 30°) wg wariantu II równy jest $C = C_z - C_w = 0,25$, gdzie:
C_z = 0,25 jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,
C_w = 0,00 jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.
Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:
$Q_k = 0,37\ kN/m^2 \cdot 1,00 \cdot (0,25 - 0,00) \cdot 1,8 = 0,17\ kN/m^2$.
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:
$Q_o = 0,26\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1,50$.

0.2.4. Wiatr IIb

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,37\ kN/m^2$ przyjęto jak dla strefy I uwzględniając zwiększenie o 20% jak dla budowli monumentalnych.
Współczynnik ekspozycji C_e = 1,00 przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu z = 9,90 m. Ponieważ H/L ≤ 2 przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.
Współczynnik działania porywów wiatru β = 1,80 przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia Δ = 0,12; okres drgań własnych T = 0,20 s).

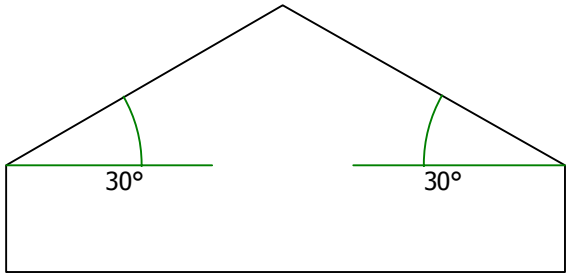
Współczynnik aerodynamiczny C połaci zawietrznej dachu dwuspadowego (α = 30°) wg wariantu II równy jest $C = C_z - C_w = -0,40$, gdzie:
C_z = -0,40 jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,
C_w = 0,00 jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.
Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:
$Q_k = 0,37\ kN/m^2 \cdot 1,00 \cdot (-0,40 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,27\ kN/m^2$.
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:
$Q_o = -0,41\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1,50$.

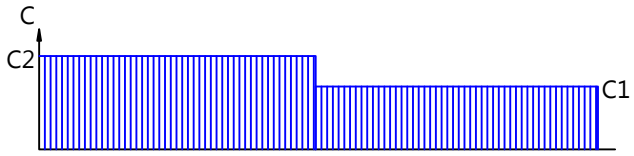
0.3. Śnieg (Obliczenia)

Rodzaj: śnieg
Typ: zmienne

0.3.1. Śnieg I

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 1,32\ kN/m^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy III (H = 320 m n.p.m) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.
Współczynnik kształtu C = 0,8·(60-30)/30 = 0,80 jak dla dachu dwuspadowego.





Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:
$Q_k = 1,2 \cdot 1,32\ kN/m^2 \cdot 0,8 \cdot (60 - 30) / 30 = 1,27\ kN/m^2$.
Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:
$Q_o = 1,91\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1,50$.

0.3.2. Śnieg II

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 1,32\ kN/m^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy III (H = 320 m n.p.m) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.
Współczynnik kształtu C = 1,2·(60-30)/30 = 1,20 jak dla dachu dwuspadowego.
Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:
$Q_k = 1,2 \cdot 1,32\ kN/m^2 \cdot 1,2 \cdot (60 - 30) / 30 = 1,90\ kN/m^2$.
Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:
$Q_o = 2,85\ kN/m^2$, $\gamma_f = 1,50$.

0.4. Ciężar

Rodzaj: ciężar
Typ: stałe

0.4.1. Strop

Charakterystyczna wartość obciążenia:
$Q_k = 4,25$ kN/m^2.
Obliczeniowe wartości obciążenia:
$Q_{o1} = 5,42$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,28$,
$Q_{o2} = 3,83$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Składniki obciążenia:

Płytki na kleju
$Q_k = 0,640$ kN/m^2 = 0,64 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,77$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,58$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Wylewka samopoziomująca
$Q_k = 21,0$ kN/m^3 · 0,02 m = 0,42 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,50$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,38$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Strop RECTOBETON
$Q_k = 2,910$ kN/m^2 = 2,91 kN/m^2.
$Q_{o1} = 3,78$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,30$,
$Q_{o2} = 2,62$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Tynk cementowo wapienny
$Q_k = 19,0$ kN/m^3 · 0,015 m = 0,28 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,36$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,30$,
$Q_{o2} = 0,25$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

0.4.2. Dach ocieplony

Charakterystyczna wartość obciążenia:
$Q_k = 0,64$ kN/m^2.
Obliczeniowe wartości obciążenia:
$Q_{o1} = 0,77$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,58$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Składniki obciążenia:

Blachodahówka
$Q_k = 0,08$ kN/m^2 = 0,08 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,10$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,07$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Łaty 4x5
$Q_k = 5,5$ kN/m^3 · 0,05 m · 0,04 m / 0,35 m = 0,03 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,04$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,03$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Kontrłaty 8x3
$Q_k = 5,50$ kN/m^3 · 0,08 m · 0,03 m / 1 m = 0,01 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,01$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,01$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Wełna kamienna
$Q_k = 1,2$ kN/m^3 · 0,25 m = 0,30 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,36$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,27$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Zabudowa systemowa poddasza
$Q_k = 0,22$ kN/m^2 = 0,22 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,26$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,
$Q_{o2} = 0,20$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

0.4.3. Dach nieocieplony

Charakterystyczna wartość obciążenia:
$Q_k = 0,23$ kN/m^2.
Obliczeniowe wartości obciążenia:
$Q_{o1} = 0,27$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,15$,
$Q_{o2} = 0,21$ kN/m^2, $\gamma_{f2} = 0,90$.

Składniki obciążenia:

Blachodachówka
$Q_k = 0,08$ kN/m^2 = 0,08 kN/m^2.
$Q_{o1} = 0,10$ kN/m^2, $\gamma_{f1} = 1,20$,

Q_{o2} = 0,07 kN/m^2, γ_{f2} = 0,90.

Łaty 4x5

Q_k = 5,5 kN/m^3 · 0,04 m · 0,05 m / 0,35 m = 0,03 kN/m^2.

Q_{o1} = 0,04 kN/m^2, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 0,03 kN/m^2, γ_{f2} = 0,90.

Kontrłaty 8x3

Q_k = 5,5 kN/m^3 · 0,08 m · 0,03 m / 1 m = 0,01 kN/m^2.

Q_{o1} = 0,01 kN/m^2, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 0,01 kN/m^2, γ_{f2} = 0,90.

Nadbitka 2x10

Q_k = 5,5 kN/m^3 · 0,02 m · 0,1 m / 0,1 m = 0,11 kN/m^2.

Q_{o1} = 0,12 kN/m^2, γ_{f1} = 1,10,

Q_{o2} = 0,10 kN/m^2, γ_{f2} = 0,90.

0.4.4. Kleszcze

Charakterystyczna wartość obciążenia:

Q_k = 0,52 kN/m^2.

Obliczeniowe wartości obciążenia:

Q_{o1} = 0,62 kN/m^2, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 0,47 kN/m^2, γ_{f2} = 0,90.

<u>Składniki obciążenia:</u>

Wełna kamienna

Q_k = 1,2 kN/m^3 · 0,25 m = 0,30 kN/m^2.

Q_{o1} = 0,36 kN/m^2, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 0,27 kN/m^2, γ_{f2} = 0,90.

Zabudowa systemowa poddaszy

Q_k = 0,22 kN/m^2 = 0,22 kN/m^2.

Q_{o1} = 0,26 kN/m^2, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 0,20 kN/m^2, γ_{f2} = 0,90.

0.4.5. Wypełnienie ścianki kolankowej

Charakterystyczna wartość obciążenia:

Q_k = 6,01 kN/m.

Obliczeniowe wartości obciążenia:

Q_{o1} = 7,27 kN/m, γ_{f1} = 1,21,

Q_{o2} = 5,41 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

<u>Składniki obciążenia:</u>

Ściana z gazobetonu

Q_k = 12,0 kN/m^3 · 0,24 m · 1,5 m = 4,32 kN/m.

Q_{o1} = 5,18 kN/m, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 3,89 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

Wełna kamienna

Q_k = 1,2 kN/m^3 · 0,15 m · 2,13 m = 0,38 kN/m.

Q_{o1} = 0,46 kN/m, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 0,34 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

Tynk cementowo-wapienny

Q_k = 19,0 kN/m^3 · 0,015 m · 2,13 m = 0,61 kN/m.

Q_{o1} = 0,79 kN/m, γ_{f1} = 1,30,

Q_{o2} = 0,55 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

Tynk cienkowarstwowy

Q_k = 22,0 kN/m^3 · 0,015 m · 2,13 m = 0,70 kN/m.

Q_{o1} = 0,84 kN/m, γ_{f1} = 1,20,

Q_{o2} = 0,63 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

0.4.6. ściana obciążona stropem

Charakterystyczna wartość obciążenia:

Q_k = 53,79 kN/m.

Obliczeniowe wartości obciążenia:

Q_{o1} = 69,93 kN/m, γ_{f1} = 1,30,

Q_{o2} = 48,41 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

<u>Składniki obciążenia:</u>

Bloczek betonowy

Q_k = 25 kN/m^3 · 0,78 m · 0,24 m = 4,68 kN/m.

Q_{o1} = 6,08 kN/m, γ_{f1} = 1,30,

Q_{o2} = 4,21 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

Strop

$Q_k = 4{,}25\ kN/m^2 \cdot 4{,}1\ m = 17{,}42\ kN/m.$

$Q_{o1} = 22{,}65\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 15{,}68\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

dach

$Q_k = 13{,}41 = 13{,}41\ kN/m.$

$Q_{o1} = 17{,}43\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 12{,}07\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

styropian 15cm

$Q_k = 0{,}45\ kN/m^3 \cdot 0{,}15\ m \cdot 0{,}79\ m = 0{,}05\ kN/m.$

$Q_{o1} = 0{,}07\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 0{,}05\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

masa bitumiczna

$Q_k = 22{,}5\ kN/m^3 \cdot 0{,}003\ m \cdot 1{,}2\ m = 0{,}08\ kN/m.$

$Q_{o1} = 0{,}10\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 0{,}07\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

Bloczek gazobetonowy

$Q_k = 12{,}0\ kN/m^3 \cdot 3{,}89\ m \cdot 0{,}24\ m = 11{,}20\ kN/m.$

$Q_{o1} = 14{,}56\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 10{,}08\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

wieniec 1

$Q_k = 25\ kN/m^3 \cdot 0{,}29\ m \cdot 0{,}24\ m = 1{,}74\ kN/m.$

$Q_{o1} = 2{,}26\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 1{,}57\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

wieniec 2

$Q_k = 0{,}24\ m \cdot 0{,}24\ m \cdot 25\ kN/m^3 = 1{,}44\ kN/m.$

$Q_{o1} = 1{,}87\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 1{,}30\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

tynk wewnętrzny

$Q_k = 19{,}0\ kN/m^3 \cdot 0{,}015\ m \cdot 3{,}89\ m = 1{,}11\ kN/m.$

$Q_{o1} = 1{,}44\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 1{,}00\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

Tynk mineralny

$Q_k = 21\ kN/m^3 \cdot 0{,}02\ m \cdot 4{,}42\ m = 1{,}86\ kN/m.$

$Q_{o1} = 2{,}42\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 1{,}67\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

wełna skalna 15cm

$Q_k = 1{,}2\ kN/m^3 \cdot 0{,}15\ m \cdot 4{,}42\ m = 0{,}80\ kN/m.$

$Q_{o1} = 1{,}04\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}30,$

$Q_{o2} = 0{,}72\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

0.5. Ciężar

Rodzaj: ciężar

Typ: stałe

0.5.1. Ścianka kolankowa

Charakterystyczna wartość obciążenia:

$Q_k = 9{,}51\ kN/m.$

Obliczeniowe wartości obciążenia:

$Q_{o1} = 11{,}36\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}19,$

$Q_{o2} = 8{,}56\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

<u>Składniki obciążenia:</u>

Tynk cementowo-wapienny

$Q_k = 19{,}0\ kN/m^3 \cdot 0{,}015\ m \cdot 2{,}2\ m = 0{,}63\ kN/m.$

$Q_{o1} = 0{,}76\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}20,$

$Q_{o2} = 0{,}57\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

Bloczek gazobetonowy + trzpień

$Q_k = 15\ kN/m^3 \cdot 0{,}24\ m \cdot 2\ m = 7{,}20\ kN/m.$

$Q_{o1} = 8{,}64\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}20,$

$Q_{o2} = 6{,}48\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

Wieniec 24x20

$Q_k = 25{,}0\ kN/m^3 \cdot 0{,}24\ m \cdot 0{,}2\ m = 1{,}20\ kN/m.$

$Q_{o1} = 1{,}44\ kN/m,$ $\gamma_{f1} = 1{,}20,$

$Q_{o2} = 1{,}08\ kN/m,$ $\gamma_{f2} = 0{,}90.$

Styropian

$Q_k = 0{,}45\ kN/m^3 \cdot 0{,}15\ m \cdot 2{,}80\ m = 0{,}19\ kN/m.$

Q_{o1} = 0,21 kN/m, γ_{f1} = 1,10,
Q_{o2} = 0,17 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

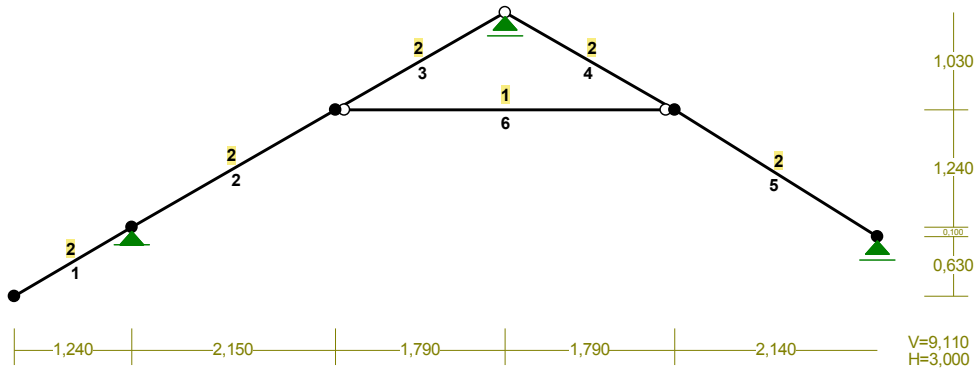
Tynk zewnętrzny

Q_k = 21,0 kN/m^3 · 0,005 m · 2,80 m = 0,29 kN/m.

Q_{o1} = 0,32 kN/m, γ_{f1} = 1,10,
Q_{o2} = 0,26 kN/m, γ_{f2} = 0,90.

2. Więźba dachowa

PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

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

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	1,240	0,730	1,439	1,000	2 B 180x80
2	00	1	2	2,150	1,240	2,482	1,000	2 B 180x80
3	01	2	3	1,790	1,030	2,065	1,000	2 B 180x80
4	10	3	4	1,790	-1,030	2,065	1,000	2 B 180x80
5	00	4	5	2,140	-1,340	2,525	1,000	2 B 180x80
6	11	2	4	3,580	0,000	3,580	1,000	1 IIIa 20,0x18,0

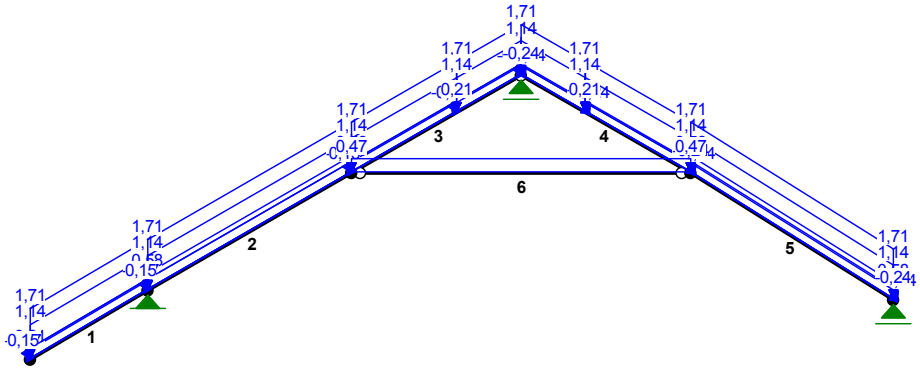
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	216,0	11232	5832	648	648	18,0	1,3E+2 Drewno C24
2	144,0	3888	768	432	432	18,0	1,3E+2 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
126 Drewno C24	11	24,000	5,0E-6

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

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

Grupa: CW "Ciężar własny" Stałe γf= 1,10

Grupa: A "dach docieplony " Stałe γf= 1,20

2	Liniowe	0,0	0,58	0,58	0,00	2,48
	0.4.2. Dach ocieplon p=0,64*0,900					
5	Liniowe	0,0	0,58	0,58	0,00	2,52
	0.4.2. Dach ocieplon p=0,64*0,900					

Grupa: B "dach niedocieplony " Stałe γf= 1,15

1	Liniowe	0,0	0,21	0,21	0,00	1,44
	0.4.3. Dach nieocieplon p=0,23*0,900					
3	Liniowe	0,0	0,21	0,21	0,00	1,28
	0.4.3. Dach nieocieplon p=0,23*0,900					
3	Liniowe	0,0	0,21	0,21	1,28	2,07
	0.4.3. Dach nieocieplon p=0,23*0,900					
4	Liniowe	0,0	0,21	0,21	0,00	0,78
	0.4.3. Dach nieocieplon p=0,23*0,900					
4	Liniowe	0,0	0,21	0,21	0,78	2,07
	0.4.3. Dach nieocieplon p=0,23*0,900					

Grupa: D "kleszcze docieplenie " Stałe γf= 1,20

6	Liniowe	0,0	0,47	0,47	0,00	3,58
	0.4.4. Kleszcz p=0,52*0,900					

Grupa: E "Śnieg 1" Zmienne γf= 1,50

1	Liniowe	0,0	1,14	1,14	0,00	1,44
	0.3.1. Śnieg p=1,27*0,900					
2	Liniowe	0,0	1,14	1,14	0,00	2,48
	0.3.1. Śnieg p=1,27*0,900					
3	Liniowe	0,0	1,14	1,14	0,00	1,28
	0.3.1. Śnieg p=1,27*0,900					
3	Liniowe	0,0	1,14	1,14	1,28	2,07
	0.3.1. Śnieg p=1,27*0,900					
4	Liniowe	0,0	1,14	1,14	0,00	0,78
	0.3.1. Śnieg p=1,27*0,900					
4	Liniowe	0,0	1,14	1,14	0,78	2,07
	0.3.1. Śnieg p=1,27*0,900					
5	Liniowe	0,0	1,14	1,14	0,00	2,52
	0.3.1. Śnieg p=1,27*0,900					

Grupa: F "Śnieg 2" Zmienne γf= 1,50

1	Liniowe	0,0	1,71	1,71	0,00	1,44
	0.3.2. Śnieg I p=1,90*0,900					
2	Liniowe	0,0	1,71	1,71	0,00	2,48
	0.3.2. Śnieg I p=1,90*0,900					
3	Liniowe	0,0	1,71	1,71	0,00	1,28
	0.3.2. Śnieg I p=1,90*0,900					
3	Liniowe	0,0	1,71	1,71	1,28	2,07
	0.3.2. Śnieg I p=1,90*0,900					
4	Liniowe	0,0	1,71	1,71	0,00	0,78
	0.3.2. Śnieg I p=1,90*0,900					
4	Liniowe	0,0	1,71	1,71	0,78	2,07
	0.3.2. Śnieg I p=1,90*0,900					
5	Liniowe	0,0	1,71	1,71	0,00	2,52
	0.3.2. Śnieg I p=1,90*0,900					

Grupa: G "Wiatr 1" Zmienne γf= 1,50

1	Liniowe	30,0	-0,27	-0,27	0,00	1,44
	0.2.1. Wiatr I p=-0,30*0,900					
2	Liniowe	30,0	-0,27	-0,27	0,00	2,48
	0.2.1. Wiatr I p=-0,30*0,900					
3	Liniowe	30,0	-0,27	-0,27	0,00	1,28
	0.2.1. Wiatr I p=-0,30*0,900					
3	Liniowe	30,0	-0,27	-0,27	1,28	2,07
	0.2.1. Wiatr I p=-0,30*0,900					
4	Liniowe	-30,0	-0,24	-0,24	0,00	0,78
	0.2.2. Wiatr I p=-0,27*0,900					
4	Liniowe	-30,0	-0,24	-0,24	0,78	2,07
	0.2.2. Wiatr I p=-0,27*0,900					
5	Liniowe	-30,0	-0,24	-0,24	0,00	2,52
	0.2.2. Wiatr I p=-0,27*0,900					

Grupa: H "Wiatr 2" Zmienne γf= 1,50

1	Liniowe	30,0	0,15	0,15	0,00	1,44
	0.2.3. Wiatr II p=0,17*0,900					
2	Liniowe	30,0	0,15	0,15	0,00	2,48
	0.2.3. Wiatr II p=0,17*0,900					
3	Liniowe	30,0	0,15	0,15	0,00	1,28
	0.2.3. Wiatr II p=0,17*0,900					

3	Liniowe	30,0	0,15	0,15	1,28	2,07
	0.2.3. Wiatr II p=0,17*0,900					
4	Liniowe	-0,3	-0,24	-0,24	0,00	0,78
	0.2.4. Wiatr II p=-0,27*0,900					
4	Liniowe	-0,3	-0,24	-0,24	0,78	2,07
	0.2.4. Wiatr II p=-0,27*0,900					
5	Liniowe	-0,3	-0,24	-0,24	0,00	2,52
	0.2.4. Wiatr II p=-0,27*0,900					

==========

W Y N I K I wg PN 82/B-02000

Teoria I-go rzędu

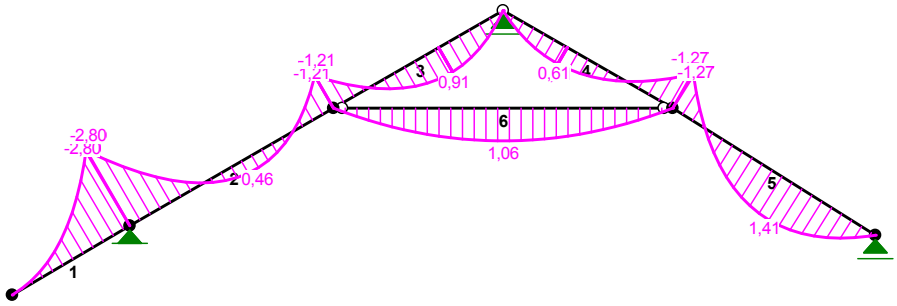
RM_Win v. 11.78 licencja nr 18862

==========

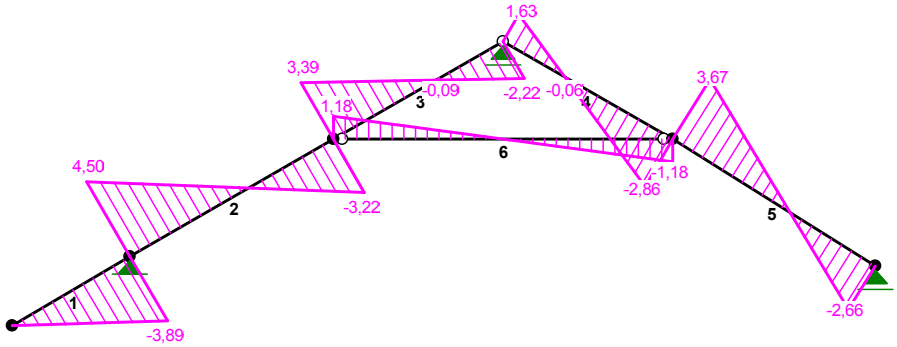
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
CW-"Ciężar własny"	Stałe		1,10	
A -"dach docieplony "	Stałe		1,20	
B -"dach niedocieplony "	Stałe		1,15	
D -"kleszcze docieplenie "	Stałe		1,20	
F -"Śnieg 2"	Zmienne	1	1,50	1,00
H -"Wiatr 2"	Zmienne	1	1,50	1,00

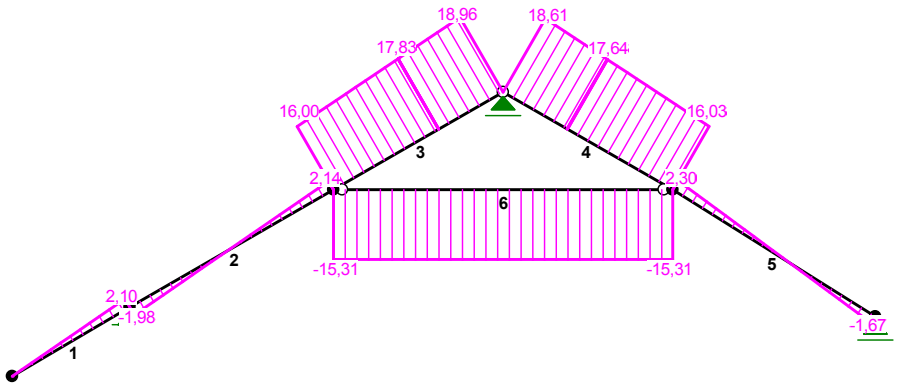
MOMENTY:



TNĄCE:



NORMALNE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

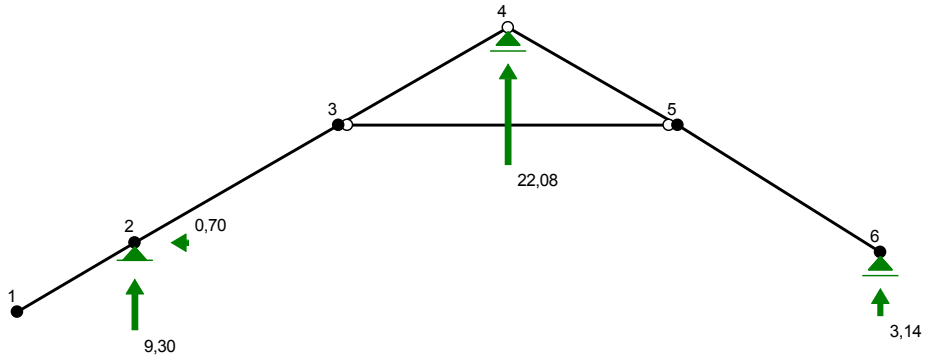
Obciążenia obl.: CW ABDFH

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
	1,00	1,439	-2,80	-3,89	2,10

2	0,00	0,000	-2,80	4,50	-1,98
	0,58	1,445	**0,46***	0,01	0,42
	1,00	2,482	-1,21	-3,22	2,14
3	0,00	0,000	-1,21	3,39	16,00
	0,60	1,241	**0,91***	0,02	17,77
	1,00	2,065	0,00	-2,22	18,96
4	0,00	0,000	0,00	1,63	18,61
	0,36	0,747	**0,61***	0,01	17,68
	1,00	2,065	-1,27	-2,86	16,03
5	0,00	0,000	-1,27	3,67	2,30
	0,58	1,460	**1,41***	0,01	0,01
	1,00	2,525	0,00	-2,66	-1,67
6	0,00	0,000	0,00	1,18	-15,31
	0,50	1,790	**1,06***	0,00	-15,31
	1,00	3,580	0,00	-1,18	-15,31

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



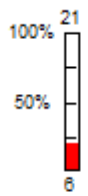
REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: CW ABDFH

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
2	-0,70	9,30	9,33	
4	0,00	22,08	22,08	
6	0,00	3,14	3,14	

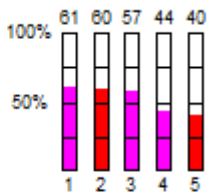
REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: CW ABDFH

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
2	-0,46	6,45	6,47	
4	0,00	15,75	15,75	
6	0,00	2,24	2,24	

Wyniki:



Przekrój nr: 1
" IIIa 20,0x18,0 "

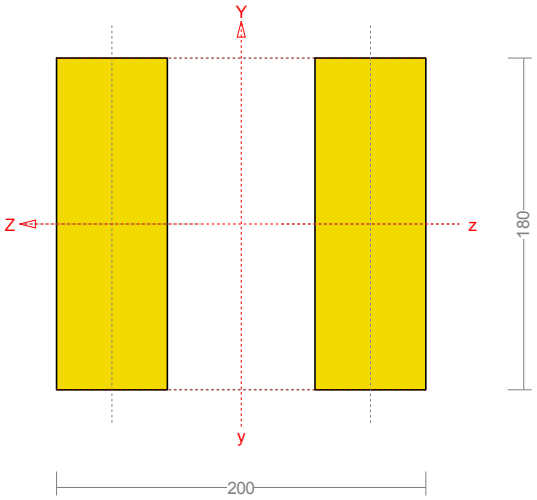


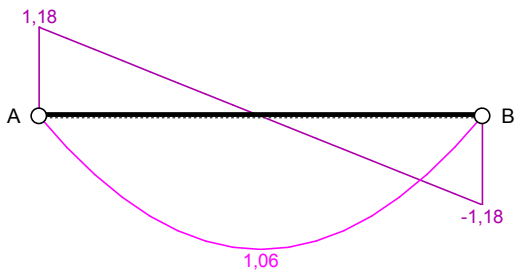
Przekrój nr: 2
" B 180x80 "

Wyniki wymiarowania elementu drewnianego wg PN-B-03150:2000

RM_Drew v. 4.10 licencja nr 18862

Pręt nr 6





Sprawdzenie nośności pręta nr 6

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla x_a=0,00 m; x_b=3,58 m, przy obciążeniach „CW ABDF ”.

$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 15{,}72 / 216{,}00 \times 10 = \mathbf{0{,}73 < 3{,}51} = 0{,}362 \times 9{,}69 = k_c f_{c,0,d}$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla x_a=1,79 m; x_b=1,79 m, przy obciążeniach „CW ABDH ”.

Największe naprężenia dla gałęzi ściskanej:

$\sigma_i = \mathbf{0{,}00 < 9{,}69} = f_{c,0,d}$

Największe naprężenia dla gałęzi rozciąganej:

$\sigma_i = \mathbf{0{,}00 < 6{,}46} = f_{c,0,t}$

Nośność dla x_a=1,79 m; x_b=1,79 m, przy obciążeniach „CW ABDH ”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0{,}00}{11{,}08} + 1{,}0 \times \frac{1{,}64}{11{,}08} = \mathbf{0{,}148 < 1}$$

Nośność ze ściskaniem dla x_a=1,79 m; x_b=1,79 m, przy obciążeniach „CW ABDF ”:

$$\frac{\sigma^2_{c,0,d}}{f^2_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0{,}73^2}{9{,}69^2} + \frac{0{,}00}{11{,}08} + 1{,}0 \times \frac{0{,}00}{11{,}08} = \mathbf{0{,}006 < 1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla x_a=3,58 m; x_b=0,00 m, przy obciążeniach „CW ABDH ”.

$$\sqrt{\tau^2 + \tau'^2} = \sqrt{0{,}00^2 + 0{,}08^2} = \mathbf{0{,}08 < 1{,}15} = f_{v,d}$$

Nośność przewiązek:

Wyniki dla x_a=0,00 m; x_b=3,58 m, przy obciążeniach „CW ABDF ”.

Do połączenia przewiązek, przyjęto łączniki mechaniczne w postaci śrub o średnicy 10,0 mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

$(F_1 / R_d)^2 + (F_{1,x} / R_d)^2 = (1{,}8 / 3239{,}0)^2 + (1362{,}9 / 18207{,}0)^2 = \mathbf{0{,}006 < 1} = 1$

Przyjęto przewiązki szerokości l_2 = 250 mm.
Nośność przewiązek:

$\sigma = M_p / W = 0{,}26 / 1875{,}00 \times 10^3 = \mathbf{0{,}14 < 11{,}08} = f_{m,d}$

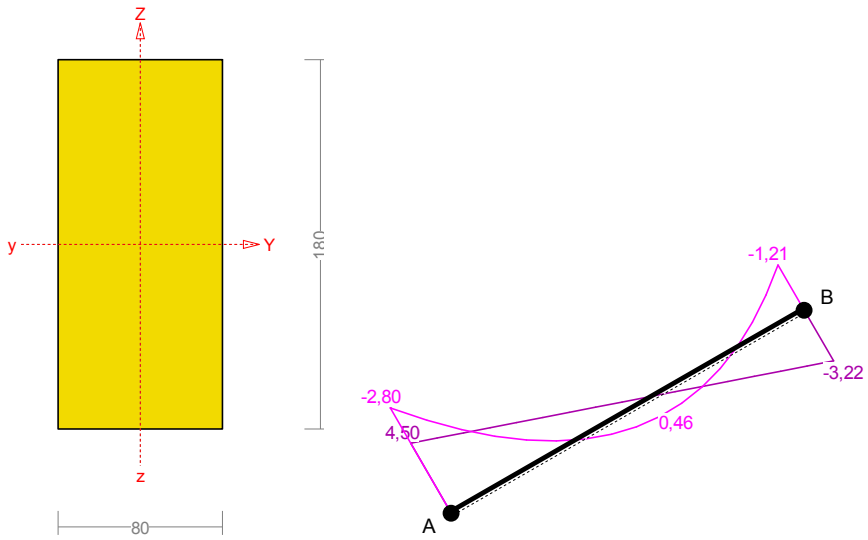
$\tau = 1{,}5\ V_p / A = 1{,}5 \times 3{,}70 / 450{,}00 \times 10 = \mathbf{0{,}12 < 1{,}15} = f_{v,d}$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla x_a=2,85 m; x_b=0,73 m, przy obciążeniach „**CW ABDF**”.

$u_{y,fin} = -4{,}8 + 0{,}0 = \mathbf{4{,}8 < 23{,}9} = u_{net,fin}$

Pręt nr 2



Sprawdzenie nośności pręta nr 2

Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla x_a=2,48 m; x_b=0,00 m, przy obciążeniach „CW ABDFG ”.
Pole powierzchni przekroju netto A_n = 144,00 cm^2.

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 2{,}15 / 144{,}00 \times 10 = \mathbf{0{,}15 < 6{,}46} = f_{t,0,d}$$

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla x_a=0,00 m; x_b=2,48 m, przy obciążeniach „CW ABDF ”.
Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 2{,}21 / 144{,}00 \times 10 = \mathbf{0{,}15 < 2{,}63} = 0{,}271 \times 9{,}69 = k_c f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla x_a=0,00 m; x_b=2,48 m, przy obciążeniach „CW ABDFH ”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0{,}14}{0{,}909 \times 9{,}69} + 0{,}7 \times \frac{0{,}00}{11{,}08} + \frac{6{,}48}{11{,}08} = \mathbf{0{,}600 < 1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0{,}14}{0{,}271 \times 9{,}69} + \frac{0{,}00}{11{,}08} + 0{,}7 \times \frac{6{,}48}{11{,}08} = \mathbf{0{,}462 < 1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla x_a=0,00 m; x_b=2,48 m, przy obciążeniach „CW ABDFH ”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 2{,}80 / 432{,}00 \times 10^3 = \mathbf{6{,}48 < 11{,}08} = 1{,}000 \times 11{,}08 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla x_a=2,48 m; x_b=0,00 m, przy obciążeniach „CW ABDF ”:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0{,}13}{6{,}46} + \frac{4{,}45}{11{,}08} + 0{,}7 \times \frac{0{,}00}{11{,}08} = \mathbf{0{,}422 < 1}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0{,}13}{6{,}46} + 0{,}7 \times \frac{4{,}45}{11{,}08} + \frac{0{,}00}{11{,}08} = \mathbf{0{,}301 < 1}$$

Nośność ze ściskaniem dla x_a=0,00 m; x_b=2,48 m, przy obciążeniach „CW ABDFH ”:

$$\frac{\sigma^2_{c,0,d}}{f^2_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0{,}14^2}{9{,}69^2} + \frac{6{,}48}{11{,}08} + 0{,}7 \times \frac{0{,}00}{11{,}08} = \mathbf{0{,}585 < 1}$$

$$\frac{\sigma^2_{c,0,d}}{f^2_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0{,}14^2}{9{,}69^2} + 0{,}7 \times \frac{6{,}48}{11{,}08} + \frac{0{,}00}{11{,}08} = \mathbf{0{,}409 < 1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla x_a=0,00 m; x_b=2,48 m, przy obciążeniach „CW ABDFH ”.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0{,}47^2 + 0{,}00^2} = \mathbf{0{,}47 < 1{,}15} = 1{,}000 \times 1{,}15 = k_v f_{v,d}$$

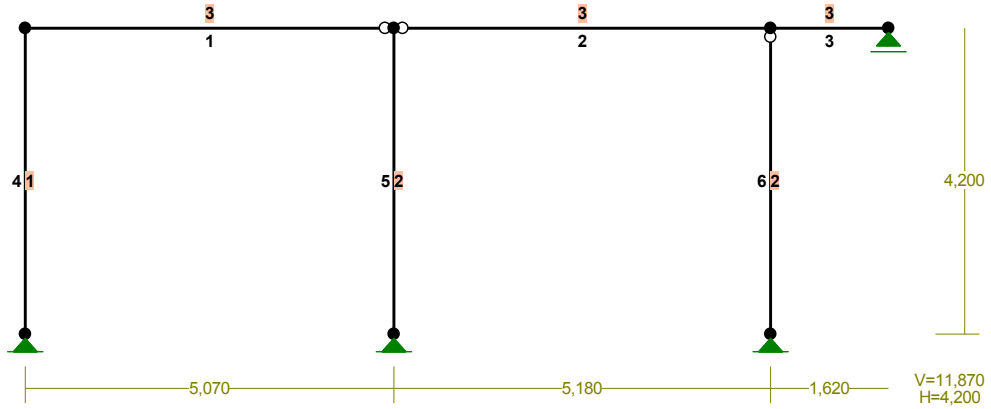
Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla x_a=2,34 m; x_b=0,15 m, przy obciążeniach „**CW ABDF**”.

$$u_{z,fin} = 3{,}8 + 0{,}0 = \mathbf{3{,}8 < 16{,}5} = u_{net,fin}$$

3. Rama stalowa podpierajaca dach w kalenicy

PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

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

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	01	0	2	5,070	0,000	5,070	1,000	3 I 200 HEB
2	10	2	3	5,180	0,000	5,180	1,000	3 I 200 HEB
3	00	3	1	1,620	0,000	1,620	1,000	3 I 200 HEB
4	00	0	4	0,000	-4,200	4,200	1,000	1 U 200
5	00	2	5	0,000	-4,200	4,200	1,000	2 2 U 200
6	10	3	6	0,000	-4,200	4,200	1,000	2 2 U 200

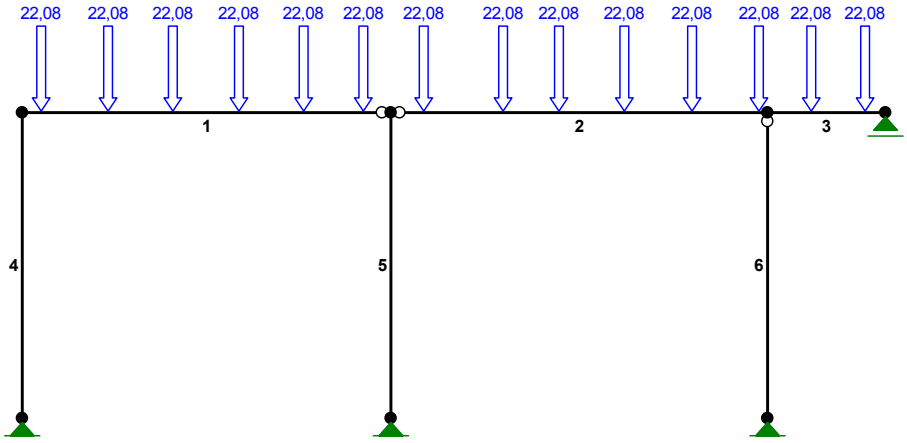
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	32,2	1910	148	191	191	20,0	57 St3S (X,Y,V,W)
2	64,4	3820	2237	382	382	20,0	57 St3S (X,Y,V,W)
3	78,1	5700	2000	570	570	20,0	73 S235

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
57 St3S (X,Y,V,	205	205,000	1,2E-5
73 S235	210	235,000	1,2E-5

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

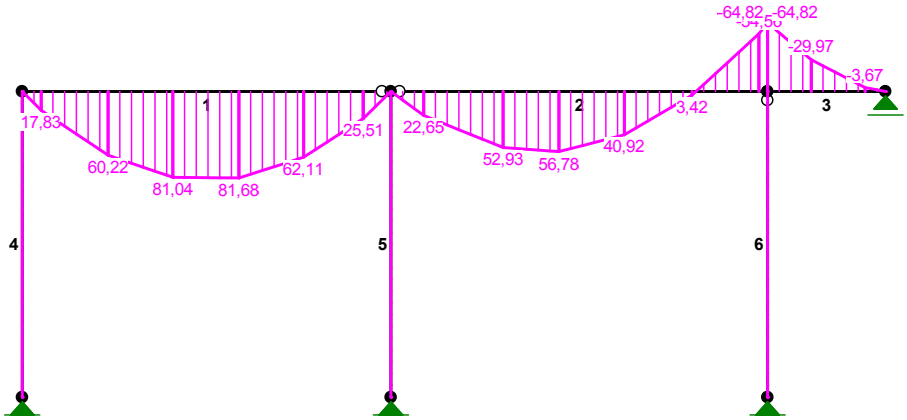
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa: CW "Ciężar własny"				Stałe	γf= 1,10	
Grupa: A "Reakcja z krokwi "				Zmienne	γf= 1,00	
1	Skupione	0,0	22,08		0,26	
1	Skupione	0,0	22,08		1,18	
1	Skupione	0,0	22,08		2,07	
1	Skupione	0,0	22,08		2,98	
1	Skupione	0,0	22,08		4,69	
1	Skupione	0,0	22,08		3,87	
2	Skupione	0,0	22,08		1,54	
2	Skupione	0,0	22,08		3,21	
2	Skupione	0,0	22,08		4,14	
2	Skupione	0,0	22,08		5,06	
2	Skupione	0,0	22,08		0,45	
2	Skupione	0,0	22,08		2,31	
3	Skupione	0,0	22,08		1,34	
3	Skupione	0,0	22,08		0,60	

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
RM_Win v. 11.78 licencja nr 18862

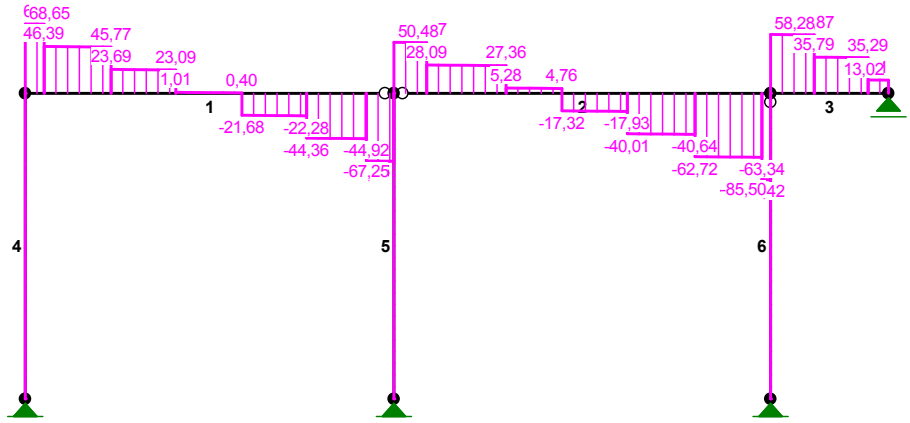
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
CW-"Ciężar własny"	Stałe		1,10	
A -"Reakcja z krokwi "	Zmienne	1	1,00	1,00

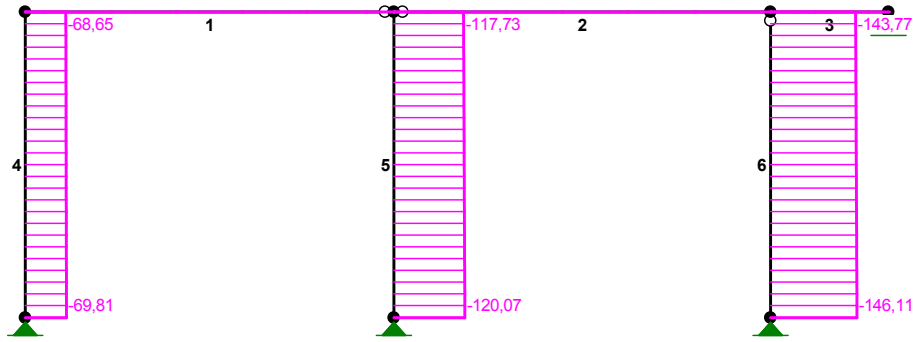
MOMENTY:



TNĄCE:



NORMALNE:



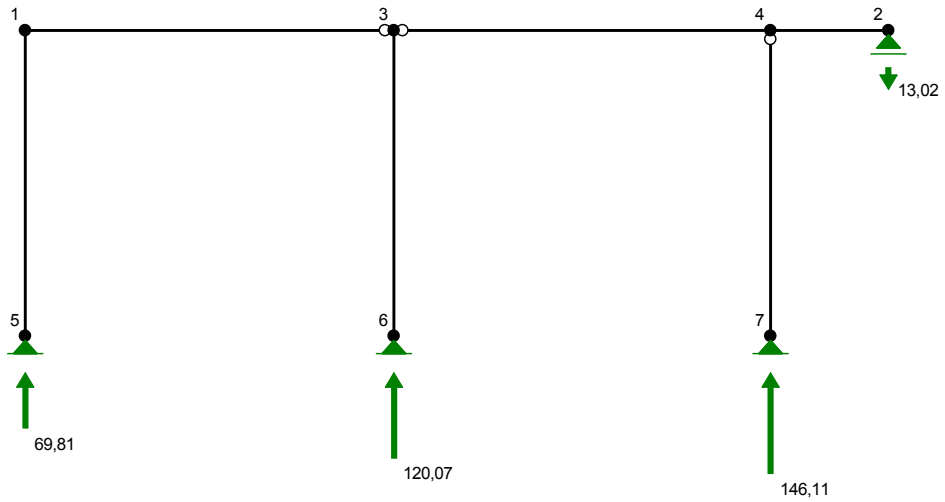
SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,00	68,65	0,00
	0,59	2,980	**81,68***	-21,68	0,00
	0,59	2,980	**81,68***	0,40	0,00
	1,00	5,070	0,00	-67,25	0,00
2	0,00	0,000	0,00	50,48	0,00
	0,45	2,310	**56,78***	-17,32	0,00
	0,45	2,310	**56,78***	4,76	0,00
	1,00	5,180	-64,82	-85,50	0,00
3	0,00	0,000	-64,82	58,28	0,00
	1,00	1,620	0,00	13,02	0,00
4	0,00	0,000	0,00	0,00	-68,65
	1,00	4,200	0,00	0,00	-69,81
5	0,00	0,000	0,00	0,00	-117,73
	1,00	4,200	0,00	0,00	-120,07
6	0,00	0,000	0,00	0,00	-143,77
	1,00	4,200	0,00	0,00	-146,11

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



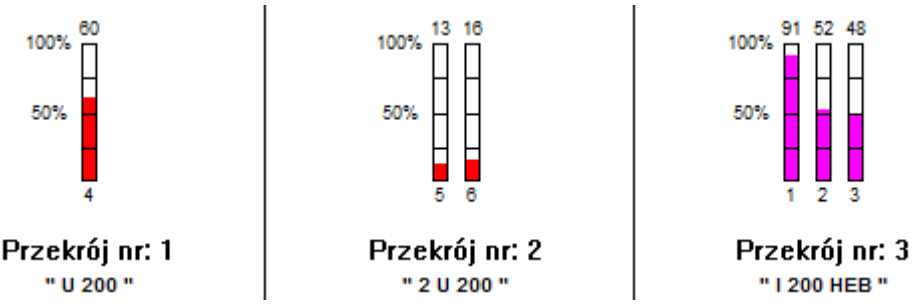
REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: CW A

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
2	0,00	-13,02	13,02	
5	0,00	69,81	69,81	
6	0,00	120,07	120,07	
7	0,00	146,11	146,11	

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: CW A

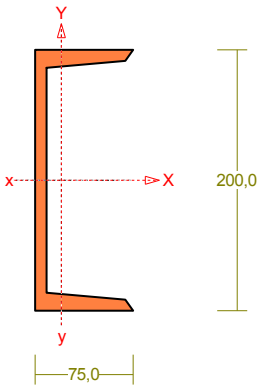
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
2	0,00	-12,98	12,98	
5	0,00	69,55	69,55	
6	0,00	119,57	119,57	
7	0,00	145,56	145,56	

Wyniki:



Pręt nr 4

Przekrój: U 200



Wymiary przekroju:

U 200 h=200,0 s=75,0 g=8,8 t=11,5 r=11,5 ex=20,1.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

Jxg=1910,0 Jyg=148,0 A=32,20 ix=7,7 iy=2,1 Jw=9100,5 Jt=12,0 xs=-4,0 is=8,9 ry=13,1 bx=-10,6.

Materiał: **St3S (X,Y,V,W)**. Wytrzymałość **fd=215** MPa dla **g=11,5**.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe:

xa = 4,200; xb = 0,000.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW A**

N = -69,81 kN,

Naprężenia w skrajnych włóknach: σ_t = -21,7 MPa σ_C = -21,7 MPa.

Naprężenia:

xa = 4,200; xb = 0,000.

Naprężenia w skrajnych włóknach: σ_t = -21,7 MPa σ_C = -21,7 MPa.

Naprężenia:

- normalne: σ = -21,7 $\Delta\sigma$ = 0,0 MPa ψ_{oc} = 1,000

Warunki nośności:

$\sigma_{ec} = \sigma / \psi_{oc} + \Delta\sigma$ = 21,7 / 1,000 + 0,0 = **21,7 < 215** MPa

Nośność elementów rozciąganych:

xa = 4,200; xb = 0,000.

Przekrój jest zamocowany mimośrodowo.

Siła osiowa: N = -69,81 kN.

Pole powierzchni przekroju: A= 32,20 cm^2.

Sprowadzone pole przekroju: A_ψ= 29,42 cm^2.

Nośność przekroju na rozciąganie: $N_{Rt} = A_\psi f_d$ = 29,42×215×10^{-1} = 632,53 kN.

Warunek nośności (32):

N = **69,81 < 632,53** = N_{Rt}

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

κ_a = 0,441 κ_b = 1,000 węzły przesuwne $\Rightarrow$ μ = 2,386 dla l_o = 4,200

l_w = 2,386×4,200 = 10,021 m

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

κ_a = 1,000 κ_b = 1,000 węzły nieprzesuwne $\Rightarrow$ μ = 1,000 dla l_o = 4,200

l_w = 1,000×4,200 = 4,200 m

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej μ_ω = 1,000. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{o\omega}$ = 4,200 m. Długość wyboczeniowa l_ω = 4,200 m.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2\ EJ}{l_w{}^2} = \frac{3{,}14^2\times205\times1910{,}0}{10{,}021^2}\ 10^{-2} = 384{,}81\ \text{kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2\ EJ}{l_w{}^2} = \frac{3{,}14^2\times205\times148{,}0}{4{,}200^2}\ 10^{-2} = 169{,}75\ \text{kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s{}^2}\left(\frac{\pi^2\ EJ_\varpi}{l_\varpi{}^2} + GJ_T\right) = \frac{1}{8{,}9^2}\left(\frac{3{,}14^2\times205\times9100{,}5}{4{,}200^2}\ 10^{-2} + 80\times12{,}0\times10^2\right) = 1336{,}44\ \text{kN}$$

$$N_{xz} = \frac{N_x + N_z - \sqrt{\left(N_x + N_z\right)^2 - 4N_x\ N_z\left(1 - \mu\ y_s{}^2 / i_s{}^2\right)}}{2\left(1 - \mu\ y_s{}^2 / i_s{}^2\right)} =$$

$$\frac{384{,}81 + 1336{,}44 - \sqrt{(384{,}81 + 1336{,}44)^2 - 4\times384{,}81\times1336{,}44\times(1 - 0{,}647\times4{,}0^2/\ 8{,}9^2)}}{2\times(1 - 0{,}647\times4{,}0^2/\ 8{,}9^2)} = 366{,}80\ \text{kN}$$

Nośność przekroju na ściskanie:

xa = 4,200; xb = 0,000:

$N_{RC} = A\ f_d$ = 32,2×215×10^{-1} = 692,30 kN

Określenie współczynników wyboczeniowych:

- dla Nx $\bar{\lambda} = 1{,}15\sqrt{N_{RC} / N_x} = 1{,}15\times\sqrt{692{,}30 / 384{,}81} = 1{,}542$ $\Rightarrow$ Tab.11 c $\Rightarrow$ $\varphi = 0{,}327$

- dla Ny $\bar{\lambda} = 1{,}15\sqrt{N_{RC} / N_y} = 1{,}15\times\sqrt{692{,}30 / 169{,}75} = 2{,}322$ $\Rightarrow$ Tab.11 c $\Rightarrow$ $\varphi = 0{,}167$

- dla Nxz $\bar{\lambda} = 1{,}15\sqrt{N_{RC} / N_{xz}} = 1{,}15\times\sqrt{692{,}30 / 366{,}80} = 1{,}580$ $\Rightarrow$ Tab.11 c $\Rightarrow$ $\varphi = 0{,}315$

Przyjęto: $\varphi = \varphi_{min} = 0{,}167$

Warunek nośności pręta na ściskanie (39):

$$\frac{N}{\varphi\, N_{Rc}} = \frac{69{,}81}{0{,}167\times 692{,}30} = \mathbf{0{,}604 < 1}$$

Zwichrzenie:

Moment krytyczny przy zwichrzeniu ceownika zginanego w płaszczyźnie środnika można wyznaczyć, jak dla dwuteownika o tych samych wymiarach, dla którego

$N_y = 93{,}92$ kN, $N_z = 1677{,}41$ kN.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia $a_o = 0{,}00$ cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły $a_s = 0{,}00$ cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwichrzenia: $A_1 = 0{,}000$, $A_2 = 0{,}000$, $B = 0{,}000$.

$A_o = A_1\, b_y + A_2\, a_s = 0{,}000 \times 0{,}00 + 0{,}000 \times 0{,}00 = 0{,}000$

$$M_{cr} = \pm\, A_o\, N_y + \sqrt{(A_o\, N_y)^2 + B^2\, i_s^2\, N_y N_z} =$$

$$0{,}000\times 93{,}92 + \sqrt{(0{,}000\times 93{,}92)^2 + 0{,}000^2\times 0{,}078^2\times 93{,}92\times 1677{,}41} = 0{,}00$$

Przyjęto, że pręt jest zabezpieczony przed zwichrzeniem: $\bar{\lambda}_L = 0$.

Nośność środnika pod obciążeniem skupionym:

xa = 0,000; xb = 4,200.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego c = 100,0 mm.

Naprężenia ściskające w środniku wynoszą σ_c= 21,3 MPa. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$\eta_c = 1{,}25 - 0{,}5\, \sigma_c / f_d = 1{,}25 - 0{,}5\times 21{,}3 / 215 = 1{,}000$

Nośność środnika na siłę skupioną:

$P_{R,W} = c_o\, t_w\, \eta_c\, f_d = 215{,}0\times 8{,}8\times 1{,}000\times 215\times 10^{-3} = 406{,}80$ kN

Warunek nośności środnika:

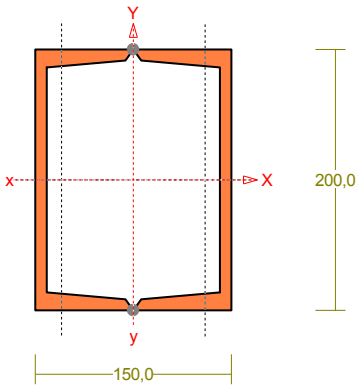
P = **0,00 < 406,80** = $P_{R,W}$

Stan graniczny użytkowania:

Pręt nr 5

Wyniki wymiarowania stali wg PN-90/B-03200 (RM_Stal v. 5.16 licencja nr 18862)

Przekrój: 2 U 200



Wymiary przekroju:

U 200 h=200,0 s=75,0 g=8,8 t=11,5 r=11,5 ex=20,1.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

Jxg=3820,0 Jyg=2237,0 A=64,40 ix=7,7 iy=5,9 Jw=6594,3 Jt=4173,0 is=9,7.

Materiał: **St3S (X,Y,V,W)**. Wytrzymałość **fd=215** MPa dla **g=11,5**.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe:

xa = 4,200; xb = 0,000.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW A**

N = -120,07 kN,

Naprężenia w skrajnych włóknach: σ_t = -18,6 MPa σ_C = -18,6 MPa.

Naprężenia:

xa = 4,200; xb = 0,000.

Naprężenia w skrajnych włóknach: σ_t = -18,6 MPa σ_C = -18,6 MPa.

Naprężenia:

- normalne: $\sigma = -18{,}6$ $\Delta\sigma = 0{,}0$ MPa $\psi_{oc} = 1{,}000$

Warunki nośności:

$$\sigma_{ec} = \sigma / \psi_{oc} + \Delta\sigma = 18{,}6 / 1{,}000 + 0{,}0 = \mathbf{18{,}6 < 215} \text{ MPa}$$

Nośność elementów rozciąganych:

xa = 4,200; xb = 0,000.

Siała osiowa: $N = -120{,}07$ kN.

Pole powierzchni przekroju: $A = 64{,}40$ cm^2.

Nośność przekroju na rozciąganie: $N_{Rt} = A\, f_d = 64{,}40 \times 215 \times 10^{-1} = 1384{,}60$ kN.

Warunek nośności (31):

$$N = \mathbf{120{,}07 < 1384{,}60} = N_{Rt}$$

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$\kappa_a = 1{,}000$ $\kappa_b = 1{,}000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow$ $\mu = 1{,}000$ dla $l_o = 4{,}200$

$l_w = 1{,}000 \times 4{,}200 = 4{,}200$ m

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$\kappa_a = 1{,}000$ $\kappa_b = 1{,}000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow$ $\mu = 1{,}000$ dla $l_o = 4{,}200$

$l_w = 1{,}000 \times 4{,}200 = 4{,}200$ m

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_\omega = 1{,}000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{o\omega} = 4{,}200$ m. Długość wyboczeniowa $l_\omega = 4{,}200$ m.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2\, EJ}{l_w{}^2} = \frac{3{,}14^2 \times 205 \times 3820{,}0}{4{,}200^2}\, 10^{-2} = 4381{,}46 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2\, EJ}{l_w{}^2} = \frac{3{,}14^2 \times 205 \times 2237{,}0}{4{,}200^2}\, 10^{-2} = 2565{,}82 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s{}^2}\left(\frac{\pi^2\, EJ_\varpi}{l_\varpi{}^2} + GJ_T\right) = \frac{1}{9{,}7^2}\left(\frac{3{,}14^2 \times 205 \times 6594{,}3}{4{,}200^2}\, 10^{-2} + 80 \times 4173{,}0 \times 10^2\right) = 355030{,}05 \text{ kN}$$

Nośność przekroju na ściskanie:

xa = 4,200; xb = 0,000:

$N_{RC} = A\, f_d = 64{,}4 \times 215 \times 10^{-1} = 1384{,}60$ kN

Określenie współczynników wyboczeniowych:

- dla N_x $\bar{\lambda} = 1{,}15\sqrt{N_{RC} / N_x} = 1{,}15 \times \sqrt{1384{,}60 / 4381{,}46} = 0{,}646$ $\Rightarrow$ Tab.11 c $\Rightarrow$ $\varphi = 0{,}778$
- dla N_y $\bar{\lambda} = 1{,}15\sqrt{N_{RC} / N_y} = 1{,}15 \times \sqrt{1384{,}60 / 2565{,}82} = 0{,}845$ $\Rightarrow$ Tab.11 c $\Rightarrow$ $\varphi = 0{,}653$
- dla N_z $\bar{\lambda} = 1{,}15\sqrt{N_{RC} / N_z} = 1{,}15 \times \sqrt{1384{,}60 / 355030{,}05} = 0{,}072$ $\Rightarrow$ Tab.11 c $\Rightarrow$ $\varphi = 0{,}999$

Przyjęto: $\varphi = \varphi_{min} = 0{,}653$

Warunek nośności pręta na ściskanie (39):

$$\frac{N}{\varphi\, N_{Rc}} = \frac{120{,}07}{0{,}653 \times 1384{,}60} = \mathbf{0{,}133 < 1}$$

Nośność środnika pod obciążeniem skupionym:

xa = 0,000; xb = 4,200.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego c = 100,0 mm.

Naprężenia ściskające w środniku wynoszą σ_c= 18,3 MPa. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$\eta_c = 1{,}25 - 0{,}5\ \sigma_c / f_d = 1{,}25 - 0{,}5\times 18{,}3 / 215 = 1{,}000$

Nośność środnika na siłę skupioną:

$P_{R,W} = c_o\ t_w\ \eta_c f_d = 215{,}0\times 8{,}8\times 1{,}000\times 215\times 10^{-3} = 406{,}80$ kN

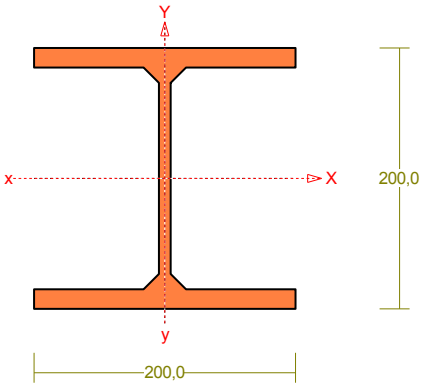
Warunek nośności środnika:

P = **0,00 < 406,80** = $P_{R,W}$

Pręt nr 1

Wyniki wymiarowania stali wg PN-90/B-03200 (RM_Stal v. 5.16 licencja nr 18862)

Przekrój: I 200 HEB



Wymiary przekroju:

I 200 HEB h=200,0 g=9,0 s=200,0 t=15,0 r=18,0.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

Jxg=5700,0 Jyg=2000,0 A=78,10 ix=8,5 iy=5,1 Jw=171125,0 Jt=59,4 is=9,9.

Materiał: **S235**. Wytrzymałość **fd=235** MPa dla **g=15,0**.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe:

xa = 2,980; xb = 2,090.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW A**

$\mathbf{M_x = -81{,}68}$ kNm, $\mathbf{V_y = 0{,}40}$ kN, $\mathbf{N = 0{,}00}$ kN,

Naprężenia w skrajnych włóknach: σ_t = 143,3 MPa σ_C = -143,3 MPa.

Naprężenia:

xa = 2,980; xb = 2,090.

Naprężenia w skrajnych włóknach: σ_t = 143,3 MPa σ_C = -143,3 MPa.

Naprężenia:

- normalne: $\sigma = 0{,}0$ $\Delta\sigma$ = 143,3 MPa $\psi_{ot} = 1{,}000$
- ścinanie wzdłuż osi Y: Av = 18,00 cm^2 τ = 0,2 MPa $\psi_{ov} = 1{,}000$

Warunki nośności:

$\sigma_{et} = \sigma / \psi_{ot} + \Delta\sigma = 0{,}0 / 1{,}000 + 143{,}3 = \mathbf{143{,}3 < 235}$ MPa

$\tau_{ey} = \tau / \psi_{ov} = 0{,}2 / 1{,}000 = \mathbf{0{,}2 < 136{,}3} = 0.58\times 235$ MPa

$$\sqrt{\sigma_e^2 + 3\,\tau_e^2} = \sqrt{143{,}3^2 + 3\times 0{,}0^2} = \mathbf{143{,}3 < 235}\ \text{MPa}$$

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$\kappa_a = 0{,}628$ $\kappa_b = 1{,}000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow$ $\mu = 0{,}861$ dla $l_o = 5{,}070$

$l_w = 0{,}861\times 5{,}070 = 4{,}365$ m

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$\kappa_a = 1{,}000$ $\kappa_b = 1{,}000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow$ $\mu = 1{,}000$ dla $l_o = 5{,}070$

$l_w = 1{,}000\times 5{,}070 = 5{,}070$ m

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_\omega = 1{,}000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{o\omega} = 5{,}070$ m. Długość wyboczeniowa $l_\omega = 5{,}070$ m.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2\ EJ}{l_w^2} = \frac{3{,}14^2\times 210\times 5700{,}0}{4{,}365^2}\ 10^{-2} = 6199{,}71\ \text{kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2\ EJ}{l_w{}^2} = \frac{3{,}14^2 \times 210 \times 2000{,}0}{5{,}070^2}\ 10^{-2} = 1612{,}62 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s{}^2}\left(\frac{\pi^2\ EJ_\varpi}{l_\varpi{}^2} + GJ_T\right) = \frac{1}{9{,}9^2}\left(\frac{3{,}14^2 \times 210 \times 171125{,}0}{5{,}070^2}\ 10^{-2} + 80 \times 59{,}4 \times 10^2\right) = 6279{,}20 \text{ kN}$$

Zwichrzenie:

Dla dwuteownika walcowanego rozstaw stężeń zabezpieczających przekrój przed obrotem $l_1 = l_{o\omega}$ =5070 mm:

$$\frac{35\, i_y}{\beta}\sqrt{215 / f_d} = \frac{35 \times 51}{0{,}400} \times \sqrt{215 / 235} = \mathbf{4243 < 5070} = l_1$$

Konieczne jest sprawdzenie zwichrzenia pręta.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia a_o = 0,00 cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły a_s = 0,00 cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwichrzenia: A_1 = 0,000, A_2 = 0,000, B = 0,000.

$$A_o = A_1\, b_y + A_2\, a_s = 0{,}000 \times 0{,}00 + 0{,}000 \times 0{,}00 = 0{,}000$$

$$M_{cr} = \pm\ A_o\ N_y + \sqrt{(A_o\ N_y)^2 + B^2\ i_s{}^2\ N_y N_z} =$$

$$0{,}000 \times 1612{,}62 + \sqrt{(0{,}000 \times 1612{,}62)^2 + 0{,}000^2 \times 0{,}099^2 \times 1612{,}62 \times 6279{,}20} = 0{,}00$$

Przyjęto, że pręt jest zabezpieczony przed zwichrzeniem: $\bar{\lambda}_L = 0$.

Nośność przekroju na zginanie:

xa = 2,980; xb = 2,090.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p\ W f_d = 1{,}000 \times 570{,}0 \times 235 \times 10^{-3} = 133{,}95 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0{,}000$ wynosi $\varphi_L = 1{,}000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L\ M_{Rx}} = \frac{81{,}68}{1{,}000 \times 133{,}95} = \mathbf{0{,}610 < 1}$$

Nośność przekroju na ścinanie:

xa = 0,000; xb = 5,070.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0{,}58\ A_V f_d = 0{,}58 \times 18{,}0 \times 235 \times 10^{-1} = 245{,}34 \text{ kN}$$

$$Vo = 0{,}6\ V_R = 147{,}20 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = \mathbf{68{,}65 < 245{,}34} = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

xa = 2,980; xb = 2,090.

- dla zginania względem osi X: $V_y = \mathbf{0{,}40 < 147{,}20} = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 133{,}95 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{Rx,V}} = \frac{81{,}68}{133{,}95} = \mathbf{0{,}610 < 1}$$

Nośność środnika pod obciążeniem skupionym:

xa = 0,000; xb = 5,070.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego c = 100,0 mm.

Naprężenia ściskające w środniku wynoszą σ_c= 0,0 MPa. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1{,}000$$

Nośność środnika na siłę skupioną:

$P_{R,W} = c_o\ t_w\ \eta_c\ f_d = 265{,}0 \times 9{,}0 \times 1{,}000 \times 235 \times 10^{-3} = 560{,}48$ kN

Warunek nośności środnika:

$P = \mathbf{0{,}00 < 560{,}48} = P_{R,W}$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

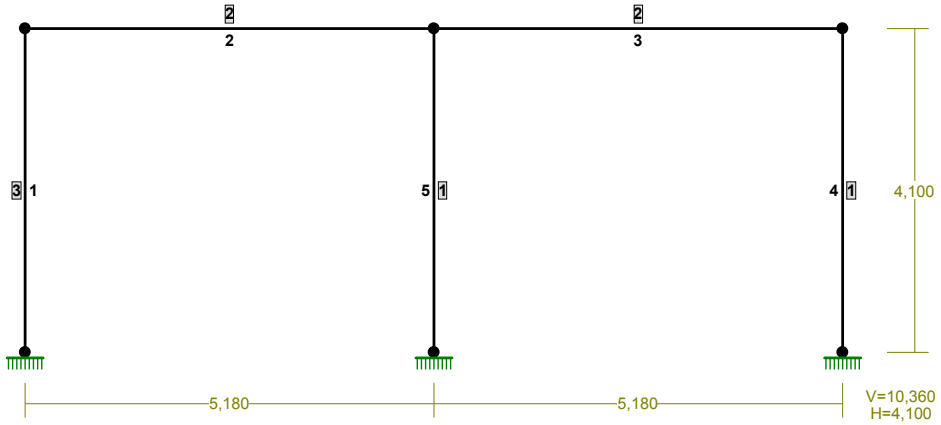
$a_{max} = 18{,}4$ mm

$a_{gr} = l / 250 = 5070 / 250 = 20{,}3$ mm

$a_{max} = \mathbf{18{,}4 < 20{,}3} = a_{gr}$

4. Podciąg PR-1

PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

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

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	0,000	4,100	4,100	1,000	3 SŁ 300x240
2	00	1	2	5,180	0,000	5,180	1,000	2 Pod 300x300
3	00	2	3	5,180	0,000	5,180	1,000	2 Pod 300x300
4	00	3	4	0,000	-4,100	4,100	1,000	1 SŁ 300x300
5	00	2	5	0,000	-4,100	4,100	1,000	1 SŁ 300x300

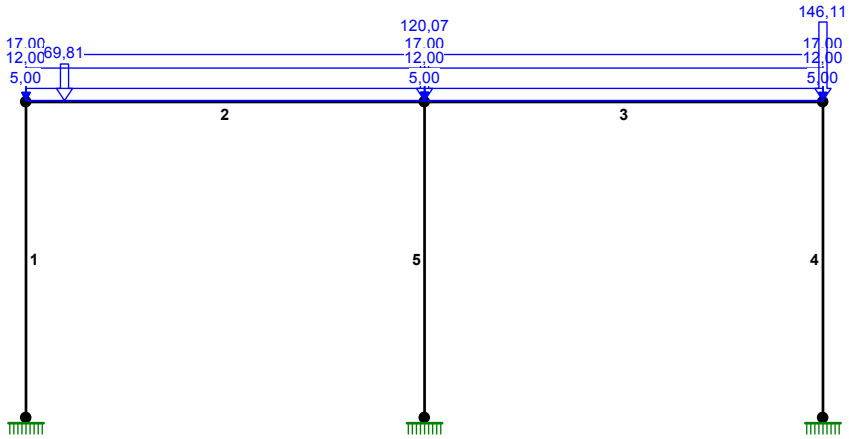
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	900,0	67500	67500	4500	4500	30,0	78 B25
2	1200,0	160000	90000	8000	8000	40,0	78 B25
3	720,0	54000	34560	3600	3600	30,0	78 B25

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
78 B25	30	13,300	1,0E-5

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

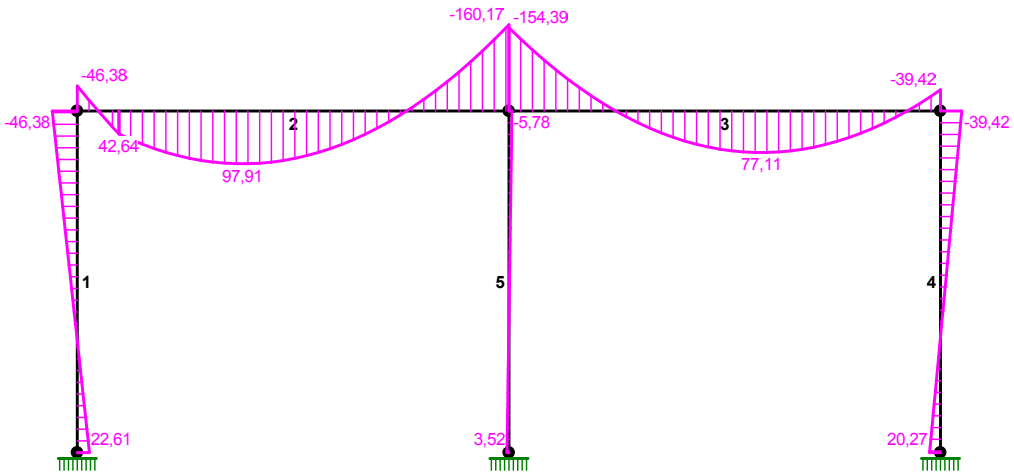
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW "Ciężar własny"			Stałe	γf= 1,10	
Grupa:	A "Strop"			Stałe	γf= 1,28	
2	Liniowe	0,0	17,00	17,00	0,00	5,18
	0.4.1. Stro p=4,25*4,000					
3	Liniowe	0,0	17,00	17,00	0,00	5,18
	0.4.1. Stro p=4,25*4,000					
Grupa:	B "Użytkowe"			Zmienne	γf= 1,50	
2	Liniowe	0,0	12,00	12,00	0,00	5,18
	0.1.1. Użytkow p=3,00*4,000					
3	Liniowe	0,0	12,00	12,00	0,00	5,18
	0.1.1. Użytkow p=3,00*4,000					
Grupa:	C "Ściany działowe"			Zmienne	γf= 1,50	
2	Liniowe	0,0	5,00	5,00	0,00	5,18
	0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOW p=1,25*4,000					
3	Liniowe	0,0	5,00	5,00	0,00	5,18
	0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOW p=1,25*4,000					
Grupa:	H "Reakcja rama stalowa dach"			Zmienne	γf= 1,30	
2	Skupione	0,0	69,81		0,50	
2	Skupione	0,0	120,07		5,18	
3	Skupione	0,0	146,11		5,18	

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
RM_Win v. 11.80 licencja nr 18862

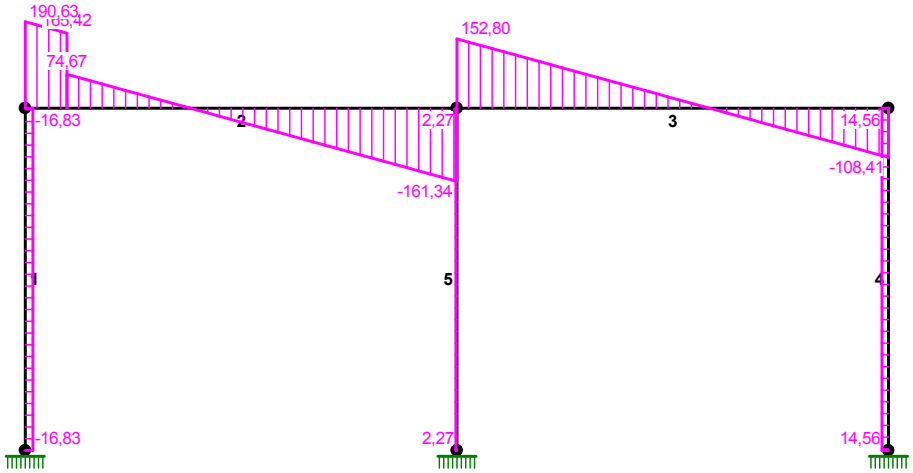
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
CW-"Ciężar własny"	Stałe		1,10	
A -"Strop"	Stałe		1,28	
B -"Użytkowe"	Zmienne	1	1,50	1,00
C -"Ściany działowe"	Zmienne	1	1,50	1,00
H -"Reakcja rama stalowa dach"	Zmienne	1	1,30	1,00

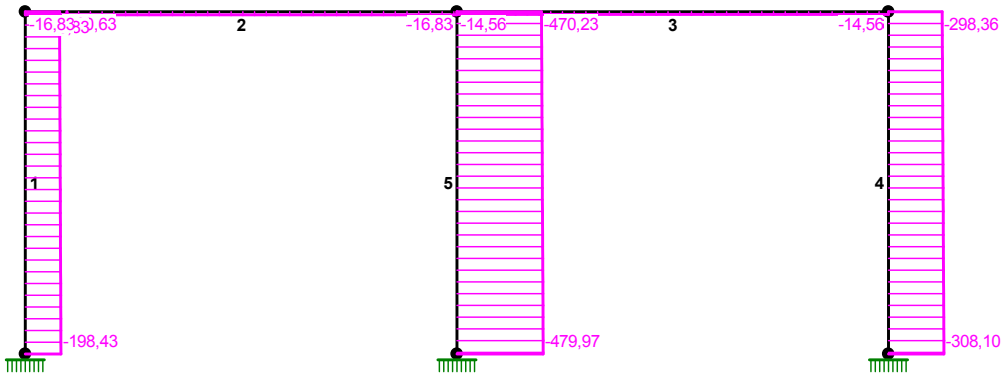
MOMENTY:



TNĄCE:



NORMALNE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

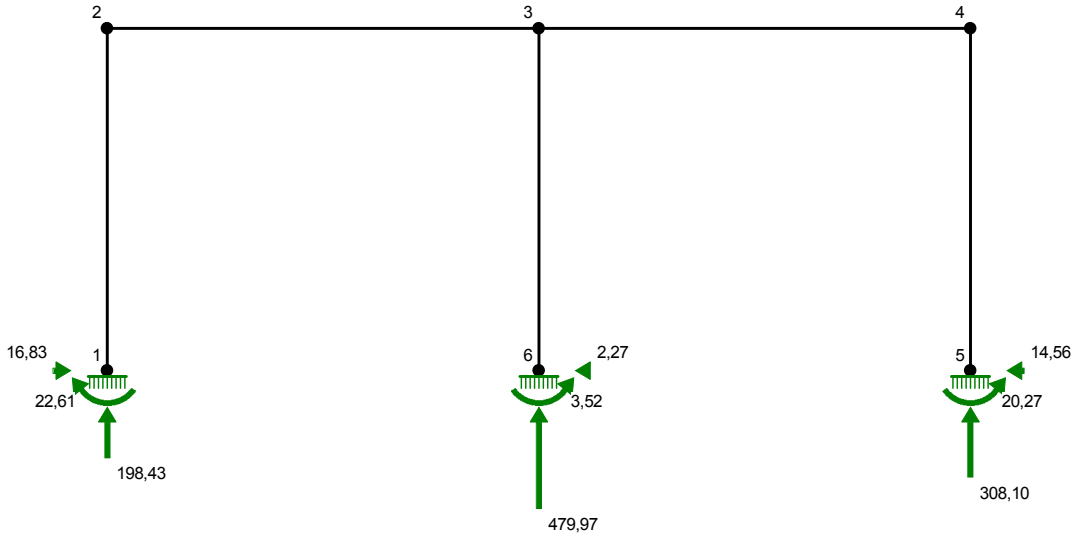
Obciążenia obl.: CW ABCH

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	22,61	-16,83	-198,43
	1,00	4,100	-46,38	-16,83	-190,63
2	0,00	0,000	-46,38	190,63	-16,83
	0,38	1,962	**97,91***	0,92	-16,83
	1,00	5,180	-160,17	-161,34	-16,83
3	0,00	0,000	-154,39	152,80	-14,56
	0,59	3,035	**77,11***	-0,25	-14,56
	1,00	5,180	-39,42	-108,41	-14,56
4	0,00	0,000	-39,42	14,56	-298,36
	1,00	4,100	20,27	14,56	-308,10

5	0,00	0,000	-5,78	2,27	-470,23
	1,00	4,100	3,52	2,27	-479,97

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: CW ABCH

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	16,83	198,43	199,14	-22,61
5	-14,56	308,10	308,44	20,27
6	-2,27	479,97	479,98	3,52

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: CW ABCH

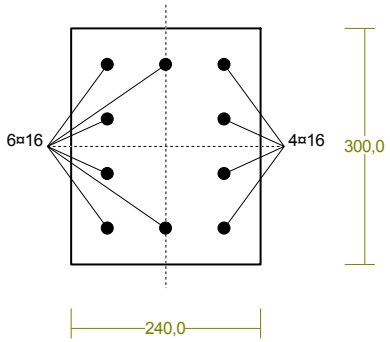
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	12,44	149,60	150,12	-16,69
5	-10,67	234,22	234,47	14,90
6	-1,77	359,04	359,04	2,76

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-B-03264:2002 (Skrócone)

RM_Zelb v. 6.13 licencja nr 18862

Cechy przekroju:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 1, przekrój: x_a=4,10 m, x_b=0,00 m



J_{sx}=**1401** cm^4, J_{sy}=**881** cm^4,

Wymiary przekroju [cm]:
h=30,0, b=24,0,
Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej
BETON: **B25**
f_{ck}= **20,0** MPa, $f_{cd}=\alpha\cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85×20,0/1,50=**11,3** MPa
Cechy geometryczne przekroju betonowego:
A_c=**720** cm^2, J_{cx}=**54000** cm^4, J_{cy}=**34560** cm^4
STAL: **A-IIIN (B500SP)**
f_{yk}=500 MPa, γ_s=1,15, f_{yd}=420 MPa
$\xi_{lim}=0{,}0035/(0{,}0035+f_{yd}/E_s)=0{,}0035/(0{,}0035+420/200000)=0{,}625$,
Zbrojenie główne:
$A_{s1}+A_{s2}$=**20,11** cm^2, $\rho=100\,(A_{s1}+A_{s2})/A_c$ =100×20,11/720=**2,79** %,

Siły przekrojowe:

zadanie: Podciąg p1, pręt nr 1, przekrój: x_a=4,10 m, x_b=0,00 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW ABCH**

Momenty zginające: $M_x = 46,38$ kNm, $M_y = 3,90$ kNm,
Siły poprzeczne: $V_y = -16,83$ kN, $V_x = -7,99$ kN,
Siła osiowa: $N = -190,63$ kN $= N_{Sd}$,

Uwzględnienie smukłości pręta:
- w płaszczyźnie ustroju:
  $e_{ey} = M_x/N = (46,38)/(-190,63)=-0,243$ m,
  $M_{Sdx} = \eta_x (e_{ay} + e_{ey}) N = 1,000\times(-0,020 -0,243)\times(-190,63) = 50,19$ kNm,
- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:
  $e_{ex} = -M_y/N = -(3,90)/(-190,63)=0,020$ m,
  $M_{Sdy} = \eta_y (e_{ax} + e_{ex}) N = -1,000\times(0,010 +0,020)\times(-190,63) = 5,81$ kNm.

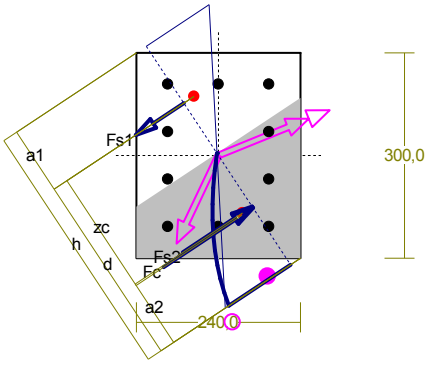
Zbrojenie wymagane:

(zadanie Podciąg p1, pręt nr 1, przekrój: x_a=4,10 m, x_b=0,00 m)

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego (A_{s1}=10,05 cm^2, A_{s2}=10,05 cm^2,)

- dla kombinacji [**CW ABCH**] grup obciążeń, dla której suma zbrojenia wymaganego jest największa



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-192,58 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(33,95^2+13,81^2)} =36,65$ kNm
f_{cd}=11,3 MPa, f_{yd}=420 MPa $=f_{td}$,
Dodatkowe zbrojenie rozciągane nie jest obliczeniowo wymagane.
Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

h=38,3, d=28,3, x=16,1 (ξ=0,568),
a_1=10,0, a_2=10,2, a_c=10,0, z_c=18,3, A_{cc}=371 cm^2,
ε_c=-1,53 ‰, ε_{s2}=-1,22 ‰, ε_{s1}=1,16 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -180,07, F_{s1} = 101,14, F_{s2} = -113,64,
M_c= 16,88, M_{s1} = 9,46, M_{s2} = 10,32,

Warunki równowagi wewnętrznej:

$F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-180,07+(101,14)+(-113,64)=-192,57 kN (N_{Sd}=-192,58 kN)
$M_c+M_{s1}+M_{s2}$=16,88+(9,46)+(10,32)=36,65 kNm (M_{Sd}=36,65 kNm)

Długości wyboczeniowe pręta:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 1

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu:**

  podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym

  ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

  podatności węzłów: κ_a =0,000 $\Rightarrow k_A =(1/\kappa_a-1)=\infty$, κ_b =0,299 $\Rightarrow k_B =(1/\kappa_b-1)$=2,345,

  $\beta = 0,5 + 0,25/(k_A+1) + 0,25/(k_B+1) = 0,5 + 0,25/(\infty+1) + 0,25/(2,345+1) = 0,575 \Rightarrow l_o= 0,575\times4,100 = 2,356$ m

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:**

  podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym:

  ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

  podatności węzłów: κ_a =1,000 $\Rightarrow k_A =(1/\kappa_a -1)$=1,000, ϱ_b =1,000 $\Rightarrow k_B =(1/\kappa_b-1)$=1,000,

  $\beta = 0,5+0,25/(k_A+1) + 0,25/(k_B+1) = 0,5+0,25/(1,000+1) + 0,5+0,25/(1,000+1) = 1,000 \Rightarrow l_o= 1,000\times4,100 = 4,100$ m

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 1

- **w płaszczyźnie ustroju:**

  mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,300 m) $e_a = \max\left\langle \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 0,01 \right\rangle = \max\langle 0,007, 0,010, 0,010\rangle = 0,010$ m,

  przyjęto: e_a=0,020 m,

  mimośród statyczny: $M_{max}=0,6\cdot M_{1Sd}+0,4\cdot M_{2Sd} =0,6\cdot(46,38)+0,4\cdot(-22,61) =18,78$ kNm, N_{Sd}=-190,63 kN $\Rightarrow e_e=|M_{max}/N|=|18,78/(-190,63)|= 0,099$ m,

  mimośród początkowy: $e_o=e_a+e_e$=0,020+0,099=0,119 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=2,356 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: $E_{cm}=30{,}0\cdot10^6$ kPa,
- momenty bezwładności: $I_c=5{,}4000\cdot10^{-4}$ m^4,
$I_s=0{,}1401\cdot10^{-4}$ m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego)
- $e_o/h=\max\langle(e_a+e_e)/h,\ 0{,}05,\ 0{,}5-0{,}01(l_o/h+f_{cd})\rangle = \max\langle 0{,}395,\ 0{,}05,\ 0{,}308\rangle = 0{,}395$,
- $k_{lt}=1+0{,}5\ (N_{Sd,lt}/N_{Sd})\ \phi_{(t,to)} = 1 + 0{,}5\times1{,}000\times2{,}00 = 2{,}000$,

$$N_{crit}=\frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right]=$$

$$\frac{9}{2{,}356^2}\left[\frac{0{,}000\cdot10^{300}\times0{,}000\cdot10^0}{2\times2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}395}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot10^{200}\times0{,}000\cdot10^0\right]=6658{,}20\ \text{kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

$$\eta=\frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}}=\frac{1}{1-(190{,}63\ /\ 6658{,}20)}=1{,}029$$

,

- **<u>w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:</u>**

mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,240 m) $e_a=\max\left\langle\frac{l_{col}}{600},\frac{h}{30},0{,}01\right\rangle=\max\langle 0{,}007,\ 0{,}008,\ 0{,}010\rangle=0{,}010$ m,

przyjęto: e_a=0,010 m,

mimośród statyczny: $M_{max}=M_{3Sd}$ = 12,09 kNm, N_{Sd}=-194,53 kN $\Rightarrow$ $e_e=|M_{max}/N|=|12{,}09/(-194{,}53)|=0{,}062$ m,

mimośród początkowy: $e_o=e_a+e_e=0{,}010+0{,}062=0{,}072$ m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=4,100 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: $E_{cm}=30{,}0\cdot10^6$ kPa,
- momenty bezwładności: $I_c=3{,}4560\cdot10^{-4}$ m^4,
$I_s=0{,}0881\cdot10^{-4}$ m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego
- $e_o/h=\max\langle(e_a+e_e)/h,\ 0{,}05,\ 0{,}5-0{,}01(l_o/h+f_{cd})\rangle = \max\langle 0{,}301,\ 0{,}05,\ 0{,}216\rangle = 0{,}301$,
- $k_{lt}=1+0{,}5\ (N_{Sd,lt}/N_{Sd})\ \phi_{(t,to)} = 1 + 0{,}5\times1{,}000\times2{,}00 = 2{,}000$,

$$N_{crit}=\frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right]=$$

$$\frac{9}{4{,}100^2}\left[\frac{0{,}000\cdot10^{300}\times0{,}000\cdot10^0}{2\times2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}301}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot10^{200}\times0{,}000\cdot10^0\right]=1462{,}88\ \text{kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

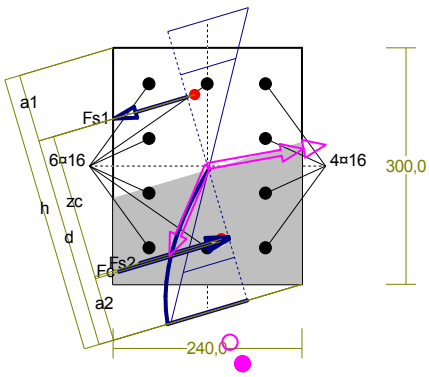
$$\eta=\frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}}=\frac{1}{1-(194{,}53\ /\ 1462{,}88)}=1{,}153$$

.

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 1, przekrój: x_a=3,88 m, x_b=0,22 m

Obliczenia wykonano dla kombinacji [**CW ABCH**] grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-191,04 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(47,94^2+8,59^2)}$ =48,70 kNm
f_{cd}=11,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**10,05** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**10,05** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=20,11 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×20,11/720=2,79 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=35,6, d=26,9, x=15,6 (ξ=0,580),
a_1=8,7, a_2=8,4, a_c=7,2, z_c=18,9, A_{cc}=338 cm^2,
ε_c=-1,79 ‰, ε_{s2}=-1,20 ‰, ε_{s1}=1,29 ‰,
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -210,48, F_{s1} = 161,50, F_{s2} = -142,06,
M_c= 20,48, M_{s1} = 14,84, M_{s2} = 13,38,
Warunek stanu granicznego nośności:
M_{Rd} = **76,82 kNm >**
$M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=20,48+(14,84)+(13,38)=**48,70** kNm

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie Podciąg p1, pręt nr 1

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy ϕ=6 mm ze stali A-IIIN, dla której f_{ywd} = 420 MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0,08\ \sqrt{f_{ck}}\ /\ f_{yk} = 0,08\times\sqrt{20}\ /\ 500 = 0,00072$$

Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: x_a = 0,0 x_b = 410,0 cm
Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

s_{max} = 0,75 d = 0,75×226 = 170 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 170 mm.

Ze względu na pręty ściskane s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

s_{max} = min{h; b} = min{240,0; 300,0}=240,0 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 240,0 mm.

Ze względu na zbrojenie s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **15,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw}/(s\ b_w \sin\alpha) = 0,57 / (15,0\times24,0\times1,000) = 0,00157$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00157 > 0,00072} = \rho_{w\,min}$$

Ścinanie

zadanie Podciąg p1, pręt nr 1.

Przyjęto podparcie lub obciążenie pośrednie.

Odcinek nr 4

Początek i koniec odcinka: x_a = 136,7 x_b = 182,2 cm

Siły przekrojowe: N_{Sd} = -195,02;
$V_{Sd\,max}$ = -16,83 kN

Rodzaj odcinka:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{10,05}{24,0\times22,6} = 0,01851;\quad \rho_L \le 0,01$$

Przyjęto ρ_L = 0,01000.

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_C$ = 195,02 / 854,04 ×10 = 2,28 MPa $\sigma_{cp} \le 0,2\ f_{cd}$

Przyjęto σ_{cp} = 2,26 MPa.

$V_{Rd1} = [0,35\ k\ f_{ctd}\ (1,2 + 40\ \rho_L) + 0,15\ \sigma_{cp}]\ b_w\ d =$
$= [0,35\times1,37\times1,00\times(1,2+40\times0,01000) + 0,15\times2,26]\times24,0\times22,6\times10^{-1} = 60,08$ kN

$V_{Sd} = 16,83 < 60,08 = V_{Rd1}$

Nośność odcinka I-go rodzaju:

V_{Sd} = **16,83 < 60,08** = V_{Rd1}

$\nu = 0,6\ (1 - f_{ck} / 250) = 0,6\times(1 - 20 / 250) = 0,552$

$V_{Rd2} = 0,5\ \nu\ f_{cd}\ b_w\ z = 0,5\times0,552\times11,3\times24,0\times7,5\times10^{-1} = 55,95$ kN

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} = 1 + 2,28/11,3 = 1,202$

$V_{Rd2,red} = \alpha_c$ VRd2 =1,202×55,95 = 67,25 kN

Przyjęto $V_{Rd2,red}$ = 55,95 kN

V_{Sd} = **16,83 < 55,95** = $V_{Rd2,red}$

Ugięcia

zadanie Podciąg p1, pręt nr 1

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t,t_o) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(t,t_o)} = \frac{30000}{1+2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$M_{cr} = f_{ctm}\ W_c = 2,2\times3600\times10^{-3} = 7,92$ kNm

Całkowity moment zginający M_{Sd} = -34,32 kN powoduje zarysowanie przekroju.

<u>Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:</u>

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu M_{Sd} = -34,32 kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: x_I = 15,0 cm I_I = 82029 cm^4

x_{II} = 11,2 cm I_{II} = 45075 cm^4

$$B = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1-\beta_1\beta_2(M_{cr}/M_{Sd})^2(1-I_{II}/I_I)} =$$

$$= \frac{10000\times45075}{1 - 1,0\times0,5\times(7,92/34,32)^2\times(1 - 45075/82029)}\times10^{-5} = 4562 \text{ kNm}^2$$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 3,075 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta (1/ρ) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$a = a_{\infty,d}$ = 4,2 mm

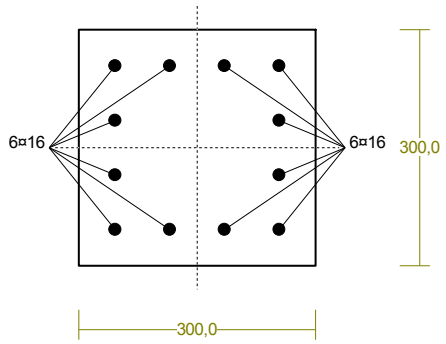
a = **4,2 < 20,5** = a_{lim}

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-B-03264:2002 (Skrócone)

RM_Zelb v. 6.13 licencja nr 18862

Cechy przekroju:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5, przekrój: x_a=2,05 m, x_b=2,05 m



Wymiary przekroju [cm]:

h=30,0, b=30,0,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

<u>BETON</u>: **B25**

f_{ck}= **20,0** MPa, $f_{cd}=\alpha\cdot f_{ck}/\gamma_c$=1,00×20,0/1,50=**13,3** MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

A_c=**900** cm^2, J_{cx}=**67500** cm^4, J_{cy}=**67500** cm^4

<u>STAL</u>: **A-IIIN (B500SP)**

f_{yk}=500 MPa, γ_s=1,15, f_{yd}=420 MPa

$\xi_{lim}=0,0035/(0,0035+f_{yd}/E_s)=0,0035/(0,0035+420/200000)=0,625$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1}+A_{s2}$=**24,13** cm^2, $\rho=100\ (A_{s1}+A_{s2})/A_c$ =100×24,13/900=**2,68** %,

J_{sx}=**1836** cm^4, J_{sy}=**1836** cm^4,

Siły przekrojowe:

zadanie: Podciąg p1, pręt nr 5, przekrój: x_a=2,05 m, x_b=2,05 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW ABCH**

Momenty zginające: $M_x = 1{,}13$ kNm, $M_y = 13{,}96$ kNm,
Siły poprzeczne: $V_y = 2{,}27$ kN, $V_x = 0{,}00$ kN,
Siła osiowa: $N = -475{,}10$ kN $= N_{Sd}$,

Uwzględnienie smukłości pręta:
- w płaszczyźnie ustroju:
  $e_{ey} = M_x/N = (1{,}13)/(-475{,}10) = -0{,}002$ m,
  $M_{Sdx} = \eta_x (e_{ay} + e_{ey}) N = 1{,}050\times(-0{,}020 -0{,}002)\times(-475{,}10) = 11{,}17$ kNm,
- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:
  $e_{ex} = -M_y/N = -(13{,}96)/(-475{,}10) = 0{,}029$ m,
  $M_{Sdy} = \eta_y (e_{ax} + e_{ex}) N = -1{,}178\times(0{,}010 +0{,}029)\times(-475{,}10) = 22{,}05$ kNm.

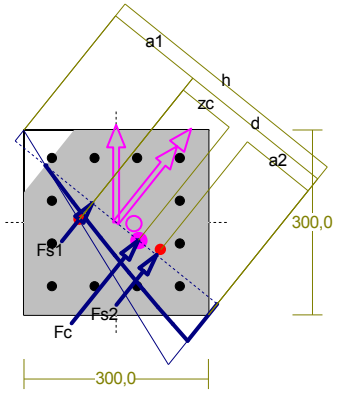
Zbrojenie wymagane:

(zadanie Podciąg p1, pręt nr 5, przekrój: x_a=2,05 m, x_b=2,05 m)

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego (A_{s1}=12,06 cm^2, A_{s2}=12,06 cm^2,)

- dla kombinacji [**CW ABCH**] grup obciążeń, dla której suma zbrojenia wymaganego jest największa



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-472,06 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(14{,}16^2+17{,}65^2)} = 22{,}63$ kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa $=f_{td}$,
Dodatkowe zbrojenie rozciągane nie jest obliczeniowo wymagane.
Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

h=42,2, d=26,1, x=24,4 (ξ=0,937),
a_1=16,1, a_2=12,7, a_c=16,5, z_c=9,6, A_{cc}=859 cm^2,
ε_c=-0,75 ‰, ε_{s2}=-0,67 ‰, ε_{s1}=0,05 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -323,66, F_{s1} = -36,09, F_{s2} = -112,31,
M_c= 14,97, M_{s1} = -1,79, M_{s2} = 9,45,

Warunki równowagi wewnętrznej:

$F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-323,66+(-36,09)+(-112,31)=-472,05 kN (N_{Sd}=-472,06 kN)
$M_c+M_{s1}+M_{s2}$=14,97+(-1,79)+(9,45)=22,63 kNm (M_{Sd}=22,63 kNm)

Długości wyboczeniowe pręta:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu:**

  podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym

  ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

  podatności węzłów: κ_a =0,210 $\Rightarrow k_A = (1/\kappa_a-1)$=3,752, ϱ_b =0,000 $\Rightarrow k_B = (1/\kappa_b-1)=\infty$,

  $\beta = 0{,}5 + 0{,}25/(k_A+1) + 0{,}25/(k_B+1) = 0{,}5 + 0{,}25/(3{,}752+1) + 0{,}25/(\infty+1) = 0{,}553 \Rightarrow l_o = 0{,}553\times4{,}100 = 2{,}266$ m

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:**

  podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym:

  ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

  podatności węzłów: κ_a =1,000 $\Rightarrow k_A = (1/\kappa_a -1)$=1,000, ϱ_b =1,000 $\Rightarrow k_B = (1/\kappa_b-1)$=1,000,

  $\beta = 0{,}5+0{,}25/(k_A+1) + 0{,}25/(k_B+1) = 0{,}5+0{,}25/(1{,}000+1) + 0{,}5+0{,}25/(1{,}000+1) = 1{,}000 \Rightarrow l_o = 1{,}000\times4{,}100 = 4{,}100$ m

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5

- **w płaszczyźnie ustroju:**

  mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,300 m) $e_a = \max\left\langle \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 0{,}01 \right\rangle = \max\langle 0{,}007, 0{,}010, 0{,}010\rangle = 0{,}010$ m,

  przyjęto: e_a=0,020 m,

  mimośród statyczny: $M_{max}=0{,}4\cdot M_{1Sd}=0{,}4\cdot(5{,}78) = 2{,}31$ kNm, N_{Sd}=-470,23 kN $\Rightarrow e_e = |M_{max}/N| = |2{,}31/(-470{,}23)| =$ 0,005 m,

  mimośród początkowy: $e_o=e_a+e_e$=0,020+0,005=0,025 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=2,266 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: $E_{cm}=30{,}0\cdot10^6$ kPa,
- momenty bezwładności: $I_c=6{,}7500\cdot10^{-4}$ m^4,
$I_s=0{,}1836\cdot10^{-4}$ m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego)
- $e_o/h=\max\langle(e_a+e_e)/h,\ 0{,}05,\ 0{,}5-0{,}01(l_o/h+f_{cd})\rangle = \max\langle 0{,}083,\ 0{,}05,\ 0{,}291\rangle = 0{,}291$,
- $k_{lt}=1+0{,}5\ (N_{Sd,lt}/N_{Sd})\ \phi_{(t,to)} = 1 + 0{,}5\times1{,}000\times2{,}00 = 2{,}000$,

$$N_{crit}=\frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right]=$$

$$\frac{9}{2{,}266^2}\left[\frac{0{,}000\cdot10^{300}\times0{,}000\cdot10^0}{2\times2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}291}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot10^{200}\times0{,}000\cdot10^0\right]=9820{,}92\ \text{kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

$$\eta=\frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}}=\frac{1}{1-(470{,}23/9820{,}92)}=1{,}050$$

,

- **<u>w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:</u>**

mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,300 m) $e_a=\max\left\langle\frac{l_{col}}{600},\frac{h}{30},0{,}01\right\rangle=\max\langle 0{,}007,\ 0{,}010,\ 0{,}010\rangle=0{,}010$ m,

przyjęto: e_a=0,010 m,

mimośród statyczny: $M_{max}=M_{3Sd}$ = 13,96 kNm, N_{Sd}=-475,10 kN $\Rightarrow$ $e_e=|M_{max}/N|=|13{,}96/(-475{,}10)|=0{,}029$ m,

mimośród początkowy: $e_o=e_a+e_e=0{,}010+0{,}029=0{,}039$ m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=4,100 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: $E_{cm}=30{,}0\cdot10^6$ kPa,
- momenty bezwładności: $I_c=6{,}7500\cdot10^{-4}$ m^4,
$I_s=0{,}1836\cdot10^{-4}$ m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego
- $e_o/h=\max\langle(e_a+e_e)/h,\ 0{,}05,\ 0{,}5-0{,}01(l_o/h+f_{cd})\rangle = \max\langle 0{,}131,\ 0{,}05,\ 0{,}230\rangle = 0{,}230$,
- $k_{lt}=1+0{,}5\ (N_{Sd,lt}/N_{Sd})\ \phi_{(t,to)} = 1 + 0{,}5\times1{,}000\times2{,}00 = 2{,}000$,

$$N_{crit}=\frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right]=$$

$$\frac{9}{4{,}100^2}\left[\frac{0{,}000\cdot10^{300}\times0{,}000\cdot10^0}{2\times2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}230}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot10^{200}\times0{,}000\cdot10^0\right]=3140{,}01\ \text{kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

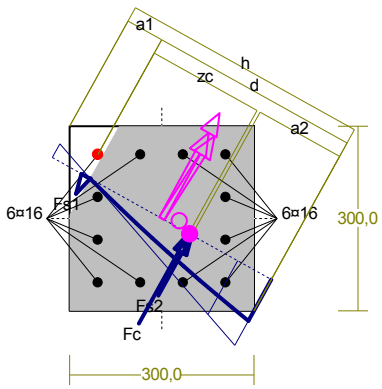
$$\eta=\frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}}=\frac{1}{1-(475{,}10/3140{,}01)}=1{,}178$$

.

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5, przekrój: x_a=1,73 m, x_b=2,37 m

Obliczenia wykonano dla kombinacji [**CW ABCH**] grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy



474,33 kN

Wielkości obliczeniowe:

N_{Sd}=-474,33 kN,

$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(11,92^2+21,75^2)}$ =24,81 kNm

f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},

Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**2,01** cm^2,

Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**22,12** cm^2,

$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=24,13 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×24,13/900=2,68 %

Wielkości geometryczne [cm]:

h=40,8, d=34,5, x=33,8 (ξ=0,979),

a_1=6,3, a_2=14,8, a_c=15,3, z_c=19,1, A_{cc}=820 cm^2,

ε_c=-0,78 ‰, ε_{s2}=-0,64 ‰, ε_{s1}=0,02 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -325,05, F_{s1} = 0,68, F_{s2} = -149,97,

M_c= 16,33, M_{s1} = 0,10, M_{s2} = 8,38,

Warunek stanu granicznego nośności:

N_{Rd} = **|-1326,61| kN** > $N_{Sd}=F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-325,05+(0,68)+(-149,97)=-

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy ϕ=6 mm ze stali A-IIIN, dla której f_{ywd} = 420 MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0,08\ \sqrt{f_{ck}}\ /\ f_{yk} = 0,08\times\sqrt{20}\ /\ 500 = 0,00072$$

Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: x_a = 0,0 x_b = 410,0 cm

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

s_{max} = 0,75 d = 0,75×231 = 173 $s_{max} \le$ 400 mm

przyjęto s_{max} = 173 mm.

Ze względu na pręty ściskane s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

s_{max} = min{h; b} = min{300,0; 300,0}=300,0 $s_{max} \le$ 400 mm

przyjęto s_{max} = 300,0 mm.

Ze względu na zbrojenie s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Przyjęto strzemiona 3-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **17,3** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw}/(s\ b_w \sin\alpha) = 0,85\ /\ (17,3\times30,0\times1,000) = 0,00163$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00163 > 0,00072} = \rho_{w\,min}$$

Ścinanie

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5.

Przyjęto podparcie lub obciążenie pośrednie.

Odcinek nr 6

Początek i koniec odcinka: x_a = 227,8 x_b = 273,3 cm

Siły przekrojowe: N_{Sd} = -322,70;

$V_{Sd\,max}$ = 2,57 kN

Rodzaj odcinka:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{12,06}{30,0\times23,1} = 0,01742;\quad \rho_L \le 0,01$$

Przyjęto ρ_L = 0,01000.

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_C$ = 322,70 / 1060,85 ×10 = 3,04 MPa $\sigma_{cp} \le 0,2\ f_{cd}$

Przyjęto σ_{cp} = 2,66 MPa.

$V_{Rd1} = [0,35\ k\ f_{ctd}\ (1,2 + 40\ \rho_L) + 0,15\ \sigma_{cp}]\ b_w\ d =$

$= [0,35\times1,37\times1,00\times(1,2+40\times0,01000) + 0,15\times2,66]\times30,0\times23,1\times10^{-1} = 80,78$ kN

$V_{Sd} = 2,57 < 80,78 = V_{Rd1}$

Nośność odcinka I-go rodzaju:

V_{Sd} = **2,57 < 80,78** = V_{Rd1}

$\nu = 0,6\ (1 - f_{ck} / 250) = 0,6\times(1 - 20 / 250) = 0,552$

$V_{Rd2} = 0,5\ \nu\ f_{cd}\ b_w\ z = 0,5\times0,552\times13,3\times30,0\times6,2\times10^{-1} = 67,76$ kN

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} = 1 + 3,04/13,3 = 1,229$

$V_{Rd2,red} = \alpha_c$ VRd2 $=1,229\times67,76 = 83,26$ kN

Przyjęto $V_{Rd2,red} = 67,76$ kN

V_{Sd} = **2,57 < 67,76** = $V_{Rd2,red}$

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5.

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla x = 1,666 m:

$\Delta F_{td} = 0,5\ |V_{Sd}|\ (\cot\theta - V_{Rd32}/\ V_{Rd3}\ \cot\alpha) = 0,5\times2,57\times(1,000) = 1,29$ kN

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganym:

$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 16,97 + 1,29 = 18,26$ kN;

$F_{td} \le F_{td,max} = 18,14$ kN

Przyjęto $F_{td} = 18,14$ kN

F_{td} = **18,14 < 506,68** = $12,06\times420\ \times10^{-1} = A_s\ f_{yd}$

Zarysowanie

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5,

Położenie przekroju: x = 1,666 m

Siły przekrojowe: $M_{Sd} = -1,54$ kNm

$N_{Sd} = -353,78$ kN e = 2,4 cm

$V_{Sd} = 1,77$ kN

Wymiary przekroju: $b_w = 30,0$ cm

$d = h - a_l = 30,0 - 6,9 = 23,1$ cm

$A_c = 900\ cm^2$

$W_c = 4500\ cm^3$

Z a r y s o w a n i e :

$M_{cr} = f_{ctm}\ W_c = 2,2\times4500\ \times10^{-3} = 9,90$ kNm

Przekrój niezarysowany - w przekroju występują wyłącznie naprężenia ściskające.

S z e r o k o ś ć r o z w a r c i a r y s y u k o ś n e j :

Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia

zadanie Podciąg p1, pręt nr 5

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t,t_o) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(t,t_o)} = \frac{30000}{1+2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$M_{cr} = f_{ctm}\ W_c = 2,2\times4500\ \times10^{-3} = 9,90$ kNm

Całkowity moment zginający $M_{Sd} = -4,49$ kN nie powoduje zarysowania przekroju.

S z t y w n o ś ć d l a d ł u g o t r w a ł e g o d z i a ł a n i a o b c i ą ż e ń d ł u g o t r w a ł y c h :

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M_{Sd} = -4,49$ kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: $x_I = 15,0$ cm $I_I = 104228\ cm^4$

$B = E_{c,eff}\ I_I = 10000\times104228\ \times10^{-5} = 10423\ kNm^2$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 0,769 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$a = a_{\infty,d} = 0,4$ mm

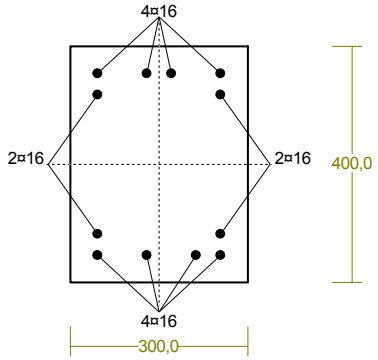
a = **0,4 < 20,5** = a_{lim}

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-B-03264:2002 (Skrócone)

RM_Zelb v. 6.13 licencja nr 18862

Cechy przekroju:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2, przekrój: x_a=2,59 m, x_b=2,59 m



Wymiary przekroju [cm]:
h=40,0, b=30,0,
Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: **B25**
f_{ck}= **20,0** MPa, $f_{cd}=\alpha\cdot f_{ck}/\gamma_c$=1,00×20,0/1,50=**13,3** MPa
Cechy geometryczne przekroju betonowego:
A_c=**1200** cm^2, J_{cx}=**160000** cm^4, J_{cy}=**90000** cm^4

STAL: **A-IIIN (B500SP)**
f_{yk}=500 MPa, γ_s=1,15, f_{yd}=420 MPa
$\xi_{lim}=0{,}0035/(0{,}0035+f_{yd}/E_s)=0{,}0035/(0{,}0035+420/200000)=0{,}625$,
Zbrojenie główne:
$A_{s1}+A_{s2}$=**24,13** cm^2, $\rho=100\,(A_{s1}+A_{s2})/A_c$ =100×24,13/1200=**2,01** %,

J_{sx}=**4935** cm^4, J_{sy}=**1844** cm^4,

Siły przekrojowe:

zadanie: Podciąg p1, pręt nr 2, przekrój: x_a=2,59 m, x_b=2,59 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW ABCH**

Momenty zginające:	M_x = -88,55 kNm,	M_y = 19,59 kNm,
Siły poprzeczne:	V_y = -30,73 kN,	V_x = 0,00 kN,
Siła osiowa:	N = -16,83 kN = N_{Sd},	

Uwzględnienie smukłości pręta:
- w płaszczyźnie ustroju:
  $e_{ey} = M_x/N$ = (-88,55)/(-16,83)=5,261 m,
  $M_{Sdx} = \eta_x\,(e_{ay} + e_{ey})\,N$ = 1,003×(0,020 +5,261)×(-16,83) = -89,18 kNm,
- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:
  $e_{ex} = -M_y/N$ = -(19,59)/(-16,83)=1,164 m,
  $M_{Sdy} = \eta_y\,(e_{ax} + e_{ex})\,N$ = -1,011×(0,010 +1,164)×(-16,83) = 19,97 kNm.

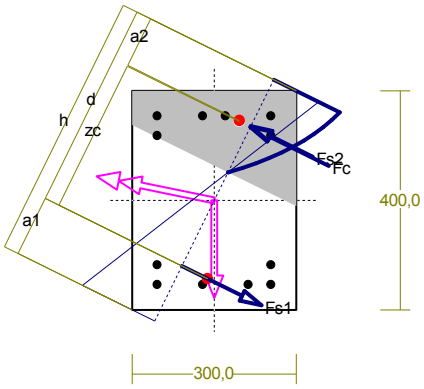
Zbrojenie wymagane:

(zadanie Podciąg p1, pręt nr 2, przekrój: x_a=2,59 m, x_b=2,59 m)

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego (A_{s1}=12,06 cm^2, A_{s2}=12,06 cm^2,)

- dla kombinacji [**CW ABCH**] grup obciążeń, dla której suma zbrojenia wymaganego jest największa



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-16,83 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(-96{,}68^2+19{,}73^2)}$ =98,68 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Dodatkowe zbrojenie rozciągane nie jest obliczeniowo wymagane.
Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:
h=49,1, d=37,9, x=15,8 (ξ=0,416),
a_1=11,2, a_2=9,5, a_c=9,6, z_c=28,3, A_{cc}=409 cm^2,
ε_c=-1,41 ‰, ε_{s2}=-1,13 ‰, ε_{s1}=1,99 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -217,39, F_{s1} = 327,53, F_{s2} = -126,95,
M_c= 32,64, M_{s1} = 46,74, M_{s2} = 19,30,

Warunki równowagi wewnętrznej:
$F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-217,39+(327,53)+(-126,95)=-16,82 kN (N_{Sd}=-16,83 kN)
$M_c+M_{s1}+M_{s2}$=32,64+(46,74)+(19,30)=98,67 kNm (M_{Sd}=98,68 kNm)

Długości wyboczeniowe pręta:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu:**

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym

ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=5,180 m,

podatności węzłów: κ_a =0,701 ⇒ k_A =(1/κ_a-1)=0,426, ϱ_b =0,790 ⇒ k_B =(1/κ_b-1)=0,267,

β = 0,5 + 0,25/(k_A+1) + 0,25/(k_B+1) = 0,5 + 0,25/(0,426+1) + 0,25/(0,267+1) = 0,873 ⇒ l_o= 0,873×5,180 = 4,520 m

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:**

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym:

ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=5,180 m,

podatności węzłów: κ_a =1,000 ⇒ k_A =(1/κ_a -1)=1,000, ϱ_b =1,000 ⇒ k_B =(1/κ_b-1)=1,000,

β = 0,5+0,25/(k_A+1) + 0,25/(k_B+1) = 0,5+0,25/(1,000+1) + 0,5+0,25/(1,000+1) = 1,000 ⇒ l_o= 1,000×5,180 = 5,180 m

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2

- **w płaszczyźnie ustroju:**

mimośród niezamierzony: (l_{col}=5,180 m, h=0,400 m) $e_a = \max\left\langle \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 0{,}01 \right\rangle$ = max⟨0,009, 0,013, 0,010⟩ =0,013 m,

przyjęto: e_a=0,020 m,

mimośród statyczny: M_{max}=M_{3Sd} =97,74 kNm, N_{Sd}=-16,83 kN ⇒ e_e=|M_{max}/N|= |97,74/(-16,83)|= 5,808 m,

mimośród początkowy: e_o=e_a+e_e=0,020+5,808=5,828 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=4,520 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: E_{cm}=30,0·10^6 kPa,
- momenty bezwładności: I_c=16,0000·10^{-4} m^4,
  I_s=0,4935·10^{-4} m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego)
- e_o/h=max⟨(e_a+e_e)/h, 0,05, 0,5-0,01(l_o/h+f_{cd})⟩ = max⟨14,569, 0,05, 0,254⟩ = 14,569,
- k_{lt}=1+0,5 ($N_{Sd,lt}$/N_{Sd}) $\phi_{(t,to)}$ =1 + 0,5×1,000×2,00 = 2,000,

$$N_{crit} = \frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right]=$$

$$\frac{9}{4{,}520^2}\left[\frac{0{,}000\cdot 10^{300}\times 0{,}000\cdot 10^{0}}{2\times 2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+14{,}569}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot 10^{200}\times 0{,}000\cdot 10^{0}\right]=4914{,}97\ \text{kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

$$\eta = \frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}} = \frac{1}{1-(16{,}83/4914{,}97)} = 1{,}003$$

,

- **w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:**

mimośród niezamierzony: (l_{col}=5,180 m, h=0,300 m) $e_a = \max\left\langle \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 0{,}01 \right\rangle$ = max<0,009, 0,010, 0,010> =0,010 m,

przyjęto: e_a=0,010 m,

mimośród statyczny: M_{max}=M_{3Sd} = 19,59 kNm, N_{Sd}=-16,83 kN ⇒ e_e=|M_{max}/N|= |19,59/(-16,83)|= 1,164 m,

mimośród początkowy: e_o=e_a+e_e=0,010+1,164=1,174 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=5,180 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: E_{cm}=30,0·10^6 kPa,
- momenty bezwładności: I_c=9,0000·10^{-4} m^4,
  I_s=0,1844·10^{-4} m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego
- e_o/h=max⟨(e_a+e_e)/h, 0,05, 0,5-0,01(l_o/h+f_{cd})⟩ = max⟨3,914, 0,05, 0,194⟩ = 3,914,
- k_{lt}=1+0,5 ($N_{Sd,lt}$/N_{Sd}) $\phi_{(t,to)}$ =1 + 0,5×1,000×2,00 = 2,000,

$$N_{crit} = \frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right] =$$

$$\frac{9}{5{,}180^2}\left[\frac{0{,}000\cdot 10^{300}\times 0{,}000\cdot 10^{0}}{2\times 2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+3{,}914}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot 10^{200}\times 0{,}000\cdot 10^{0}\right] = 1525{,}55 \text{ kN}$$

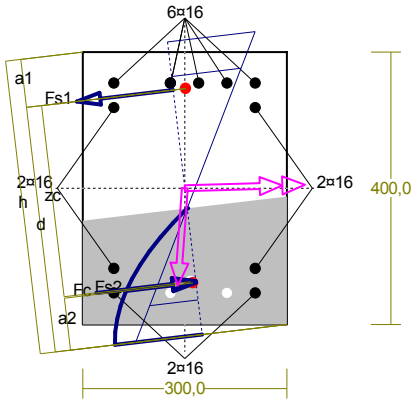
współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

$$\eta = \frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}} = \frac{1}{1-(16{,}83\ /\ 1525{,}55)} = 1{,}011$$

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2, przekrój: x_a=5,18 m, x_b=0,00 m

Obliczenia wykonano dla kombinacji [**CW ABCH**] grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-16,83 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(160{,}51^2+4{,}67^2)}$ =160,58 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**16,08** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**8,04** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=24,13 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×24,13/1200=2,01 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=43,2, d=36,1, x=17,7 (ξ=0,489),
a_1=7,1, a_2=7,7, a_c=6,7, z_c=28,4, A_{cc}=502 cm^2,
ε_c=-1,87 ‰, ε_{s2}=-1,35 ‰, ε_{s1}=1,95 ‰,
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -404,02, F_{s1} = 556,68, F_{s2} = -169,48,
M_c= 55,54, M_{s1} = 81,42, M_{s2} = 23,62,
Warunek stanu granicznego nośności:
M_{Rd} = **195,66 kNm >**

$M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=55,54+(81,42)+(23,62)=**160,58** kNm

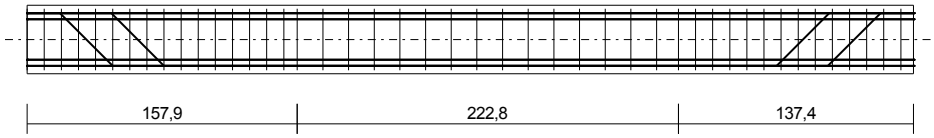
Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy ϕ=8 mm ze stali A-IIIN, dla której f_{ywd} = 420 MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0{,}08\ \sqrt{f_{ck}}\ /\ f_{yk} = 0{,}08\times\sqrt{20}\ /\ 500 = 0{,}00072$$



Rozstaw strzemion:

<u>Strefa nr 1</u>

Początek i koniec strefy: x_a = 0,0 x_b = 157,9 cm
Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

s_{max} = 0,75 d = 0,75×336 = 252 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 252 mm.

Ze względu na pręty ściskane s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

s_{max} = min{h; b} = min{300,0; 400,0}=300,0 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 300,0 mm.

Ze względu na zbrojenie s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$\rho_w = A_{sw}/(s\ b_w \sin\alpha)$ = 1,01 / (10,0×30,0×1,000) = 0,00335

ρ_w = **0,00335 > 0,00072** = $\rho_{w\,min}$

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: x_a = 157,9 x_b = 380,6 cm
Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

s_{max} = 0,75 d = 0,75×342 = 256 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 257 mm.

Ze względu na pręty ściskane s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

s_{max} = min{h; b} = min{300,0; 400,0}=300,0 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 300,0 mm.

Ze względu na zbrojenie s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **15,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$\rho_w = A_{sw} /(s\, b_w \sin\alpha)$ = 1,01 / (15,0×30,0×1,000) = 0,00223

ρ_w = **0,00223 > 0,00072** = $\rho_{w\,min}$

Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: x_a = 380,6 x_b = 518,0 cm
Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

s_{max} = 0,75 d = 0,75×342 = 257 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 257 mm.

Ze względu na pręty ściskane s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

s_{max} = min{h; b} = min{300,0; 400,0}=300,0 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 300,0 mm.

Ze względu na zbrojenie s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

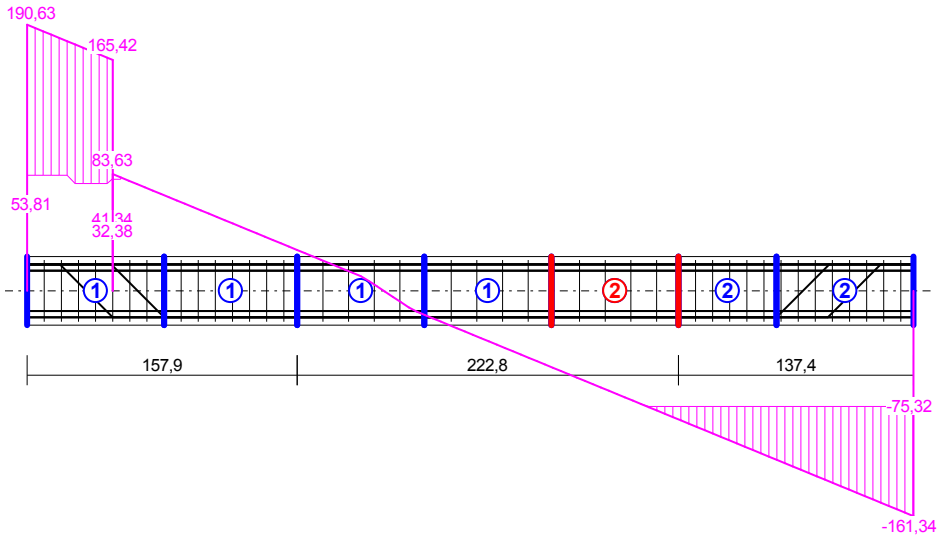
$\rho_w = A_{sw} /(s\, b_w \sin\alpha)$ = 1,01 / (10,0×30,0×1,000) = 0,00335

ρ_w = **0,00335 > 0,00072** = $\rho_{w\,min}$

Ścinanie

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2.

Przyjęto podparcie lub obciążenie pośrednie.



Odcinek nr 5

Początek i koniec odcinka: x_a = 306,4 x_b = 380,6 cm

Siły przekrojowe: N_{Sd} = -16,83;

$V_{Sd\,max}$ = -92,07 kN

Rodzaj odcinka:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{12,06}{30,0\times 34,2} = 0,01176;\quad \rho_L \le 0,01$$

Przyjęto ρ_L = 0,01000.

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_C = 16,83 / 1360,85 \times 10 = 0,12$ MPa $\quad \sigma_{cp} \le 0,2\ f_{cd}$

Przyjęto σ_{cp} = 0,12 MPa.

$V_{Rd1} = [0,35\ k\ f_{ctd}\ (1,2 + 40\ \rho_L) + 0,15\ \sigma_{cp}]\ b_w\ d =$

$= [0,35\times1,26\times1,00\times(1,2+40\times0,01000) + 0,15\times0,12]\times30,0\times34,2\times10^{-1} = 74,30$ kN

$V_{Sd} = 92,07 > 74,30 = V_{Rd1}$

<u>Nośność odcinka II-go rodzaju:</u>

Przyjęto kąt θ = 41,0°

$\nu = 0,6\ (1 - f_{ck} / 250) = 0,6\times(1 - 20 / 250) = 0,552$

$$\Delta V_{Rd} = \frac{A_{sw2}\ f_{ywd2}}{s_2}\ z \cos\alpha \quad \times10^{-1} = 0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{Rd} \le \nu\ f_{cd} b_w z \frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta} \frac{\cot\alpha}{2\cot\theta + \cot\alpha} \quad \times10^{-1} = 0 \text{ kN}$$

Przyjęto ΔV_{Rd} = 0,00 kN.

$$V_{Rd2} = \nu\ f_{cd}\ b_w\ z \frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta} + \Delta V_{Rd} =$$

$$= 0,552\times13,3\times30,0\times28,4\frac{1,151}{1 + 1,151^2}\times10^{-1} + 0,00 = 309,88 \text{ kN}$$

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} = 1 + 0,12/13,3 = 1,009$

$V_{Rd2,red} = \alpha_c$ VRd2 =1,009×309,88 = 312,76 kN

Przyjęto $V_{Rd2,red}$ = 309,88 kN

V_{Sd} = **92,07 < 309,88** = $V_{Rd2,red}$

$$V_{Rd3} = V_{Rd31} + V_{Rd32} = \frac{A_{sw1}\ f_{ywd1}}{s_1}\ z \cot\theta + \frac{A_{sw2}\ f_{ywd2}}{s_2}\ z\ (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha =$$

$$= \frac{1,01\times420}{15,0} 28,4\times1,151\times10^{-1} = 92,07 \text{ kN}$$

V_{Sd} = **92,07 = 92,07** = V_{Rd3}

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2.

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla x = 4,983 m:

$\Delta F_{td} = 0,5\ |V_{Sd}|\ (\cot\theta - V_{Rd32}/ V_{Rd3} \cot\alpha) = 0,5\times151,40\times(1,346 - 132,56/293,90 \times0,000) = 101,90$ kN

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganym:

$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 445,39 + 101,90 = 547,29$ kN;

$F_{td} \le F_{td,max} = 556,68$ kN

Przyjęto F_{td} = 547,29 kN

F_{td} = **547,29 < 591,12** = $14,07\times420\times10^{-1} = A_s\ f_{yd}$

Ugięcia

zadanie Podciąg p1, pręt nr 2

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t,t_o)$ = 2,00.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(t,t_o)} = \frac{30000}{1 + 2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$M_{cr} = f_{ctm}\ W_c = 2,2\times8000\times10^{-3} = 17,60$ kNm

Całkowity moment zginający M_{Sd} = -117,58 kN powoduje zarysowanie przekroju.

<u>Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:</u>

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu M_{Sd} = -117,58 kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: $x_I = 21{,}5$ cm $I_I = 255044$ cm^4

$x_{II} = 16{,}6$ cm $I_{II} = 166856$ cm^4

$$B = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr} / M_{Sd})^2 (1 - I_{II} / I_I)} =$$

$$= \frac{10000 \times 166856}{1 - 1{,}0 \times 0{,}5 \times (17{,}60/117{,}58)^2 \times (1 - 166856/25504}\times 10^{-5} = 16750 \text{ kNm}^2$$

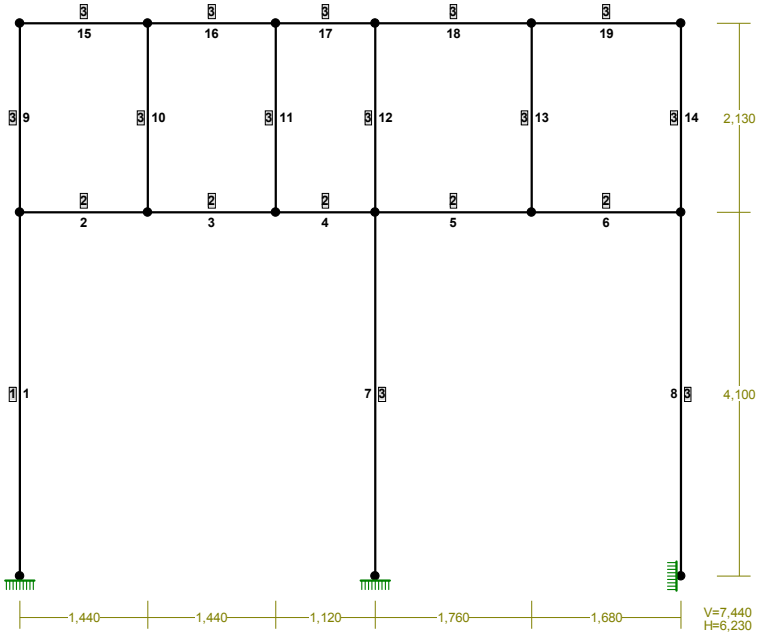
Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 2,255 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta (1/ρ) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$a = a_{\infty,d} = 9{,}4$ mm

$a = \mathbf{9{,}4 < 20{,}7} = a_{lim}$

5. Rama w osi C

PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

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

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	0,000	4,100	4,100	1,000	1 B 240x550
2	00	1	2	1,440	0,000	1,440	1,000	2 B 400x240
3	00	2	3	1,440	0,000	1,440	1,000	2 B 400x240
4	00	3	4	1,120	0,000	1,120	1,000	2 B 400x240
5	00	4	5	1,760	0,000	1,760	1,000	2 B 400x240
6	00	5	6	1,680	0,000	1,680	1,000	2 B 400x240
7	00	4	7	0,000	-4,100	4,100	1,000	3 B 240x240
8	00	6	8	0,000	-4,100	4,100	1,000	3 B 240x240
9	00	1	9	0,000	2,130	2,130	1,000	3 B 240x240
10	00	2	10	0,000	2,130	2,130	1,000	3 B 240x240
11	00	3	11	0,000	2,130	2,130	1,000	3 B 240x240
12	00	4	12	0,000	2,130	2,130	1,000	3 B 240x240
13	00	5	13	0,000	2,130	2,130	1,000	3 B 240x240
14	00	6	14	0,000	2,130	2,130	1,000	3 B 240x240
15	00	9	10	1,440	0,000	1,440	1,000	3 B 240x240
16	00	10	11	1,440	0,000	1,440	1,000	3 B 240x240
17	00	11	12	1,120	0,000	1,120	1,000	3 B 240x240
18	00	12	13	1,760	0,000	1,760	1,000	3 B 240x240
19	00	13	14	1,680	0,000	1,680	1,000	3 B 240x240

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

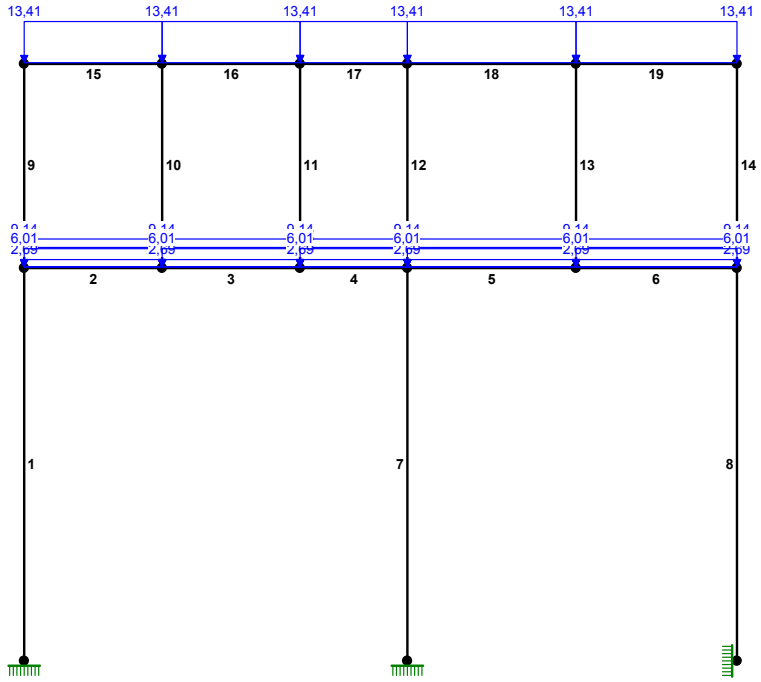
Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	1320,0	332750	63360	5280	5280	24,0	78 B25

2	960,0	128000	46080	6400	6400	40,0	78 B25
3	576,0	27648	27648	2304	2304	24,0	78 B25

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
78 B25	30	13,300	1,0E-5

OBCIĄŻENIA:

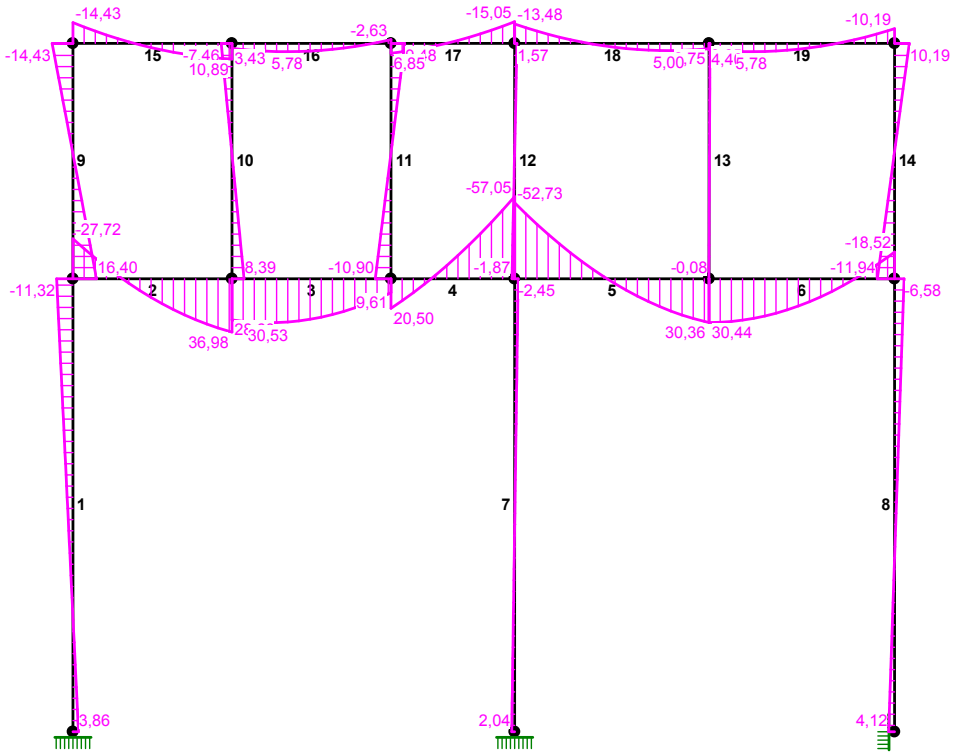


OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

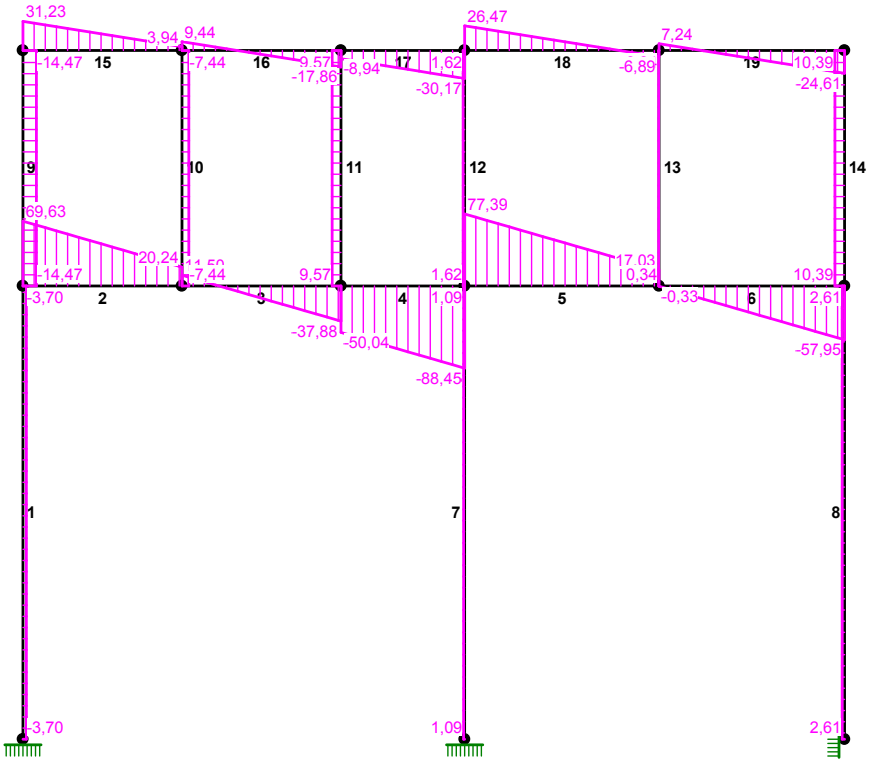
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa: CW "Ciężar własny"				Stałe	γf= 1,10	
Grupa: A "Strop"				Stałe	γf= 1,28	
2	Liniowe	0,0	9,14	9,14	0,00	1,44
	0.4.1. Stro p=4,25*2,150					
3	Liniowe	0,0	9,14	9,14	0,00	1,44
	0.4.1. Stro p=4,25*2,150					
4	Liniowe	0,0	9,14	9,14	0,00	1,12
	0.4.1. Stro p=4,25*2,150					
5	Liniowe	0,0	9,14	9,14	0,00	1,76
	0.4.1. Stro p=4,25*2,150					
6	Liniowe	0,0	9,14	9,14	0,00	1,68
	0.4.1. Stro p=4,25*2,150					
Grupa: D "ścianka kolankowa "				Stałe	γf= 1,21	
2	Liniowe	0,0	6,01	6,01	0,00	1,44
	0.4.5. Wypełnienie ścianki kolankowe					
3	Liniowe	0,0	6,01	6,01	0,00	1,44
	0.4.5. Wypełnienie ścianki kolankowe					
4	Liniowe	0,0	6,01	6,01	0,00	1,12
	0.4.5. Wypełnienie ścianki kolankowe					
5	Liniowe	0,0	6,01	6,01	0,00	1,76
	0.4.5. Wypełnienie ścianki kolankowe					
6	Liniowe	0,0	6,01	6,01	0,00	1,68
	0.4.5. Wypełnienie ścianki kolankowe					
Grupa: B "Użytkowe "				Zmienne	γf= 1,40	
2	Liniowe	0,0	6,45	6,45	0,00	1,44
	0.1.1. Użytkow p=3,00*2,150					
3	Liniowe	0,0	6,45	6,45	0,00	1,44
	0.1.1. Użytkow p=3,00*2,150					
4	Liniowe	0,0	6,45	6,45	0,00	1,12
	0.1.1. Użytkow p=3,00*2,150					

```
  5    Liniowe        0,0        6,45       6,45      0,00     1,76
          0.1.1. Użytkow p=3,00*2,150
  6    Liniowe        0,0        6,45       6,45      0,00     1,68
          0.1.1. Użytkow p=3,00*2,150

Grupa:  C  "Ściany dział"                  Zmienne    γf= 1,40
  2    Liniowe        0,0        2,69       2,69      0,00     1,44
          0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOW p=1,25*2,150
  3    Liniowe        0,0        2,69       2,69      0,00     1,44
          0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOW p=1,25*2,150
  4    Liniowe        0,0        2,69       2,69      0,00     1,12
          0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOW p=1,25*2,150
  5    Liniowe        0,0        2,69       2,69      0,00     1,76
          0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOW p=1,25*2,150
  6    Liniowe        0,0        2,69       2,69      0,00     1,68
          0.1.2. ŚCIANY DZIAŁOW p=1,25*2,150

Grupa:  E  "Reakcje dach "                 Zmienne    γf= 1,30
 15    Liniowe        0,0       13,41      13,41      0,00     1,44
 16    Liniowe        0,0       13,41      13,41      0,00     1,44
 17    Liniowe        0,0       13,41      13,41      0,00     1,12
 18    Liniowe        0,0       13,41      13,41      0,00     1,76
 19    Liniowe        0,0       13,41      13,41      0,00     1,68
-------------------------------------------------------------------
===================================================================
                    W  Y  N  I  K  I  wg PN 82/B-02000
                         Teoria I-go rzędu
                    RM_Win v. 11.80  licencja nr 18862
===================================================================
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:
-------------------------------------------------------------------
Grupa:                              Znaczenie:   γf:      ψd:
-------------------------------------------------------------------
CW-"Ciężar własny"                 Stałe         1,10
A -"Strop"                         Stałe         1,28
D -"ścianka kolankowa "            Stałe         1,21
B -"Użytkowe "                     Zmienne    1  1,40      1,00
C -"Ściany dział"                  Zmienne    1  1,40      1,00
E -"Reakcje dach "                 Zmienne    1  1,30      1,00
-------------------------------------------------------------------
```

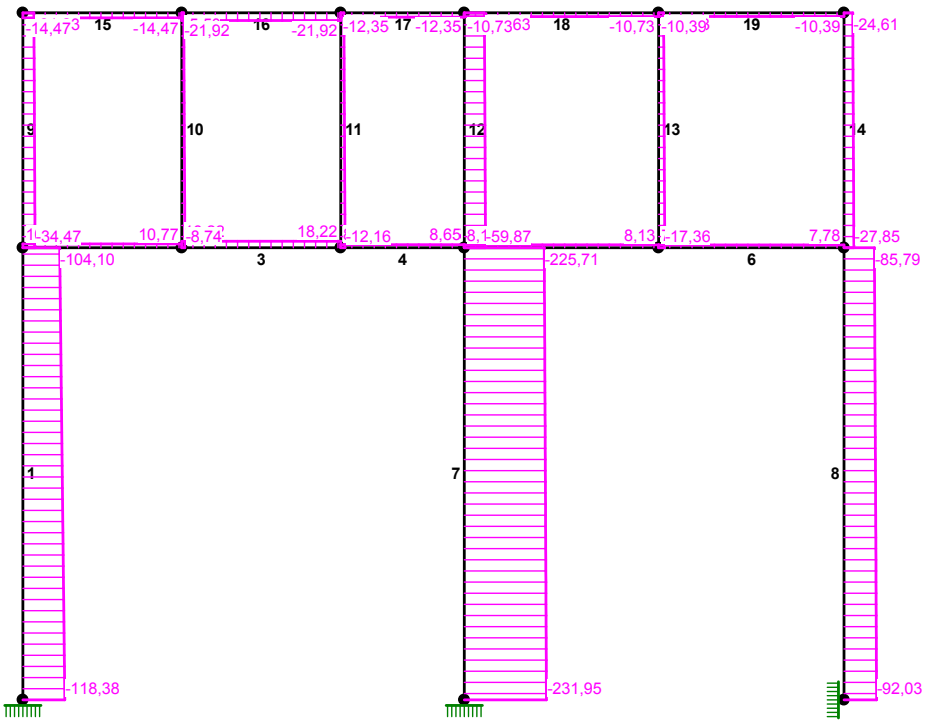
MOMENTY:



TNĄCE:



NORMALNE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

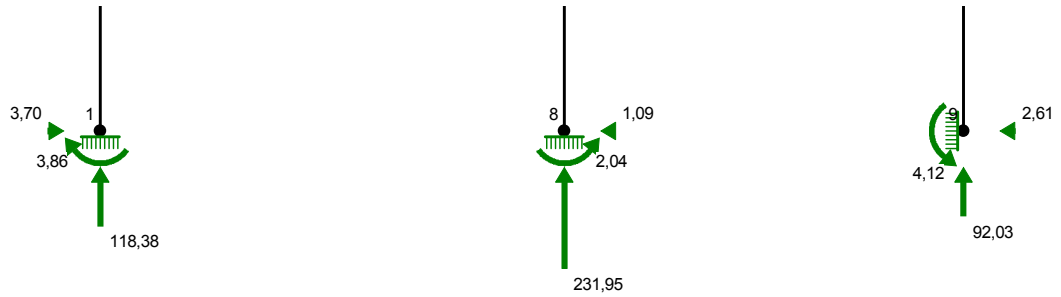
Obciążenia obl.: CW ADBCE

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	3,86	-3,70	-118,38
	1,00	4,100	-11,32	-3,70	-104,10
2	0,00	0,000	-27,72	69,63	10,77
	1,00	1,440	36,98	20,24	10,77
3	0,00	0,000	28,60	11,50	18,22
	0,23	0,337	**30,53***	-0,07	18,22
	1,00	1,440	9,61	-37,88	18,22

4	0,00	0,000	20,50	-50,04	8,65
	1,00	1,120	-57,05	-88,45	8,65
5	0,00	0,000	-52,73	77,39	8,13
	1,00	1,760	30,36	17,03	8,13
6	0,00	0,000	30,44	-0,33	7,78
	1,00	1,680	-18,52	-57,95	7,78
7	0,00	0,000	-2,45	1,09	-225,71
	1,00	4,100	2,04	1,09	-231,95
8	0,00	0,000	-6,58	2,61	-85,79
	1,00	4,100	4,12	2,61	-92,03
9	0,00	0,000	16,40	-14,47	-34,47
	1,00	2,130	-14,43	-14,47	-31,23
10	0,00	0,000	8,39	-7,44	-8,74
	1,00	2,130	-7,46	-7,44	-5,50
11	0,00	0,000	-10,90	9,57	-12,16
	1,00	2,130	9,48	9,57	-8,92
12	0,00	0,000	-1,87	1,62	-59,87
	1,00	2,130	1,57	1,62	-56,63
13	0,00	0,000	-0,08	0,34	-17,36
	1,00	2,130	0,65	0,34	-14,13
14	0,00	0,000	-11,94	10,39	-27,85
	1,00	2,130	10,19	10,39	-24,61
15	0,00	0,000	-14,43	31,23	-14,47
	1,00	1,440	10,89	3,94	-14,47
16	0,00	0,000	3,43	9,44	-21,92
	0,34	0,495	**5,78***	0,05	-21,92
	1,00	1,440	-2,63	-17,86	-21,92
17	0,00	0,000	6,85	-8,94	-12,35
	1,00	1,120	-15,05	-30,17	-12,35
18	0,00	0,000	-13,48	26,47	-10,73
	0,79	1,396	**5,00***	0,02	-10,73
	1,00	1,760	3,75	-6,89	-10,73
19	0,00	0,000	4,40	7,24	-10,39
	0,23	0,381	**5,78***	0,02	-10,39
	1,00	1,680	-10,19	-24,61	-10,39

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: CW ADBCE

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	3,70	118,38	118,44	-3,86
8	-1,09	231,95	231,95	2,04
9	-2,61	92,03	92,07	4,12

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: CW ADBCE

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	2,89	94,67	94,71	-3,01
8	-0,86	182,26	182,26	1,60
9	-2,04	72,94	72,97	3,21

PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW: T.I rzędu

Obciążenia char.: CW ADBCE

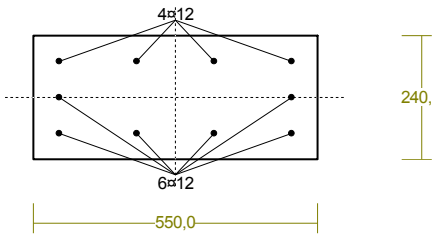
Węzeł:	Ux[m]:	Uy[m]:	Wypadkowe[m]:	Fi[rad]([deg]):
1	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
2	0,00042	-0,00009	0,00043	-0,00063 (-0,036)
3	0,00042	-0,00100	0,00109	-0,00032 (-0,018)
4	0,00043	-0,00087	0,00097	0,00041 (0,024)
5	0,00043	-0,00043	0,00060	0,00008 (0,005)
6	0,00043	-0,00080	0,00091	0,00000 (0,000)
7	0,00044	-0,00017	0,00047	0,00047 (0,027)
8	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
9	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
10	0,00045	-0,00012	0,00046	-0,00043 (-0,025)
11	0,00044	-0,00101	0,00110	-0,00023 (-0,013)
12	0,00042	-0,00088	0,00097	0,00027 (0,016)
13	0,00042	-0,00048	0,00064	0,00005 (0,003)
14	0,00041	-0,00081	0,00091	0,00005 (0,003)
15	0,00040	-0,00019	0,00044	0,00030 (0,017)

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-B-03264:2002 (Skrócone)

RM_Zelb v. 6.13 licencja nr 18862

Cechy przekroju:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=4,10 m, x_b=0,00 m



Wymiary przekroju [cm]:
h=24,0, b=55,0,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: **B25**

f_{ck}= **20,0** MPa, $f_{cd}=\alpha\cdot f_{ck}/\gamma_c$=1,00×20,0/1,50=**13,3** MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

A_c=**1320** cm^2, J_{cx}=**63360** cm^4, J_{cy}=**332750** cm^4

STAL: **A-IIIN (B500SP)**

f_{yk}=500 MPa, γ_s=1,15, f_{yd}=420 MPa

$\xi_{lim}=0{,}0035/(0{,}0035+f_{yd}/E_s)=0{,}0035/(0{,}0035+420/200000)=0{,}625$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1}+A_{s2}$=**11,31** cm^2, $\rho=100\ (A_{s1}+A_{s2})/A_c$ =100×11,31/1320=**0,86** %,

J_{sx}=**443** cm^4, J_{sy}=**3690** cm^4,

Siły przekrojowe:

zadanie: rama wejściowa RW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=4,10 m, x_b=0,00 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW ADBCE**

Momenty zginające: M_x = 11,32 kNm, M_y = 4,50 kNm,

Siły poprzeczne: V_y = -3,70 kN, V_x = -9,22 kN,

Siła osiowa: N = -104,10 kN = N_{Sd},

Uwzględnienie smukłości pręta:

- w płaszczyźnie ustroju:

$e_{ey} = M_x/N = (11{,}32)/(-104{,}10)=-0{,}109$ m,

$M_{Sdx} = \eta_x\ (e_{ay} + e_{ey})\ N = 1{,}111\times(-0{,}020\ -0{,}109)\times(-104{,}10) = 14{,}89$ kNm,

- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:

$e_{ex} = -M_y/N = -(4{,}50)/(-104{,}10)=0{,}043$ m,

$M_{Sdy} = \eta_y\ (e_{ax} + e_{ex})\ N = -1{,}000\times(0{,}018\ +0{,}043)\times(-104{,}10) = 6{,}41$ kNm.

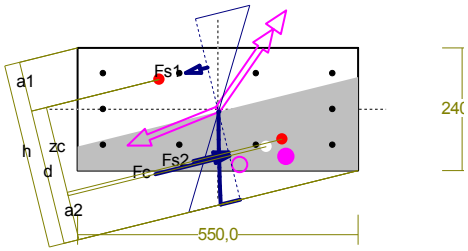
Zbrojenie wymagane:

(zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=4,10 m, x_b=0,00 m)

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego (A_{s1}=5,65 cm^2, A_{s2}=5,65 cm^2,)

- dla kombinacji [**CW ADBCE**] grup obciążeń, dla której suma zbrojenia wymaganego jest największa



Wielkości obliczeniowe:

N_{Sd}=-108,28 kN,

$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(10,04^2+14,50^2)}$ =17,64 kNm

f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},

Dodatkowe zbrojenie rozciągane nie jest obliczeniowo wymagane.

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

h=36,5, d=26,7, x=14,2 (ξ=0,533),

a_1=9,8, a_2=9,5, a_c=8,9, z_c=17,8, A_{cc}=633 cm^2,

ε_c=-0,40 ‰, ε_{s2}=-0,33 ‰, ε_{s1}=0,35 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -110,72, F_{s1} = 17,74, F_{s2} = -15,30,

M_c= 13,27, M_{s1} = 2,27, M_{s2} = 2,10,

Warunki równowagi wewnętrznej:

$F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-110,72+(17,74)+(-15,30)=-108,28 kN (N_{Sd}=-108,28 kN)

$M_c+M_{s1}+M_{s2}$=13,27+(2,27)+(2,10)=17,64 kNm (M_{Sd}=17,64 kNm)

Długości wyboczeniowe pręta:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu:**

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie przesuwnym

ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

podatności węzłów: κ_a =0,000 ⇒ k_A =(1/κ_a-1)=∞, κ_b =0,242 ⇒ k_B =(1/κ_b-1)=3,126,

β=1+1/(5k_A+1) + 1/(5k_B+1) + 0,2/(k_A+k_B) = 1 + 1/(5×∞+1) + 1/(5×3,126+1) + 0,2/(∞ + 3,126) = 1,060 ⇒ l_o= 1,060×4,100 = 4,347 m

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:**

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym:

ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

podatności węzłów: κ_a =1,000 ⇒ k_A =(1/κ_a -1)=1,000, ϱ_b =1,000 ⇒ k_B =(1/κ_b-1)=1,000,

β = 0,5+0,25/(k_A+1) + 0,25/(k_B+1) = 0,5+0,25/(1,000+1) + 0,5+0,25/(1,000+1) = 1,000 ⇒ l_o= 1,000×4,100 = 4,100 m

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1

- **w płaszczyźnie ustroju:**

mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,240 m, n=1) $e_a = \max\left\langle \frac{l_{col}}{600}\left(1+\frac{1}{n}\right), \frac{h}{30}, 0,01\right\rangle$ = max⟨0,014, 0,008, 0,010⟩

=0,014 m, przyjęto: e_a=0,020 m,

mimośród statyczny: M_{max}=max M_{Sd} =11,32 kNm, N_{Sd}=-104,10 kN ⇒ e_e=|M_{max}/N|= |11,32/(-104,10)|= 0,109 m,

mimośród początkowy: e_o=e_a+e_e=0,020+0,109=0,129 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=4,347 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: E_{cm}=30,0·10^6 kPa,
- momenty bezwładności: I_c=6,3360·10^{-4} m^4,
  I_s=0,0443·10^{-4} m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego)
- e_o/h=max⟨(e_a+e_e)/h, 0,05, 0,5-0,01(l_o/h+f_{cd})⟩ = max⟨0,536, 0,05, 0,186⟩ = 0,536,
- k_{lt}=1+0,5 ($N_{Sd,lt}$/N_{Sd}) $\phi_{(t,to)}$ =1 + 0,5×1,000×2,00 = 2,000,

$$N_{crit} = \frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{e_o}{h}}+0,1\right)+E_sI_s\right]=$$

$$\frac{9}{4{,}347^2}\left[\frac{0{,}000\cdot 10^{300}\times 0{,}000\cdot 10^{0}}{2\times 2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}536}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot 10^{200}\times 0{,}000\cdot 10^{0}\right]=1040{,}05\ \text{kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

$$\eta=\frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}}=\frac{1}{1\text{ - }(104{,}10\ /\ 1040{,}05)}=1{,}111$$

,

- <u>w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:</u>

mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,550 m) $e_a=\max\left\langle\frac{l_{col}}{600},\frac{h}{30},0{,}01\right\rangle$ = max<0,007, 0,018, 0,010> =0,018 m,

przyjęto: e_a=0,018 m,

mimośród statyczny: $M_{max}=M_{3Sd}$ = 13,96 kNm, N_{Sd}=-111,24 kN $\Rightarrow$ $e_e=|M_{max}/N|=|13{,}96/(-111{,}24)|=0{,}125$ m,

mimośród początkowy: $e_o=e_a+e_e$=0,018+0,125=0,144 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=4,100 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: $E_{cm}=30{,}0\cdot 10^6$ kPa,
- momenty bezwładności: $I_c=33{,}2750\cdot 10^{-4}$ m^4,
  $I_s=0{,}3690\cdot 10^{-4}$ m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego
- $e_o/h=\max\langle(e_a+e_e)/h,\ 0{,}05,\ 0{,}5-0{,}01(l_o/h+f_{cd})\rangle=\max\langle 0{,}261,\ 0{,}05,\ 0{,}292\rangle=0{,}292$,
- $k_{lt}=1+0{,}5\ (N_{Sd,lt}/N_{Sd})\ \phi_{(t,to)}=1+0{,}5\times 1{,}000\times 2{,}00=2{,}000$,

$$N_{crit}=\frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right]=$$

$$\frac{9}{4{,}100^2}\left[\frac{0{,}000\cdot 10^{300}\times 0{,}000\cdot 10^{0}}{2\times 2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}292}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot 10^{200}\times 0{,}000\cdot 10^{0}\right]=9032{,}20\ \text{kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

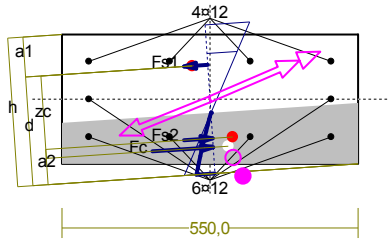
$$\eta=\frac{1}{1-N_{Sd}/N_{crit}}=\frac{1}{1\text{ - }(111{,}24\ /\ 9032{,}20)}=1{,}012$$

.

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=4,10 m, x_b=0,00 m

Obliczenia wykonano dla kombinacji [**CW ADBCE**] grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-104,10 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(14{,}89^2+6{,}41^2)}$ =16,21 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**6,79** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**4,52** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=11,31 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c=100\times 11{,}31/1320=0{,}86$ %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=27,6, d=20,2, x=10,2 (ξ=0,506),
a_1=7,4, a_2=6,5, a_c=12,5, z_c=16,3, A_{cc}=516 cm^2,
ε_c=-0,47 ‰, ε_{s2}=-0,25 ‰, ε_{s1}=0,46 ‰,
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -128,14, F_{s1} = 40,91, F_{s2} = -16,87,
M_c= 11,99, M_{s1} = 2,86, M_{s2} = 1,37,
Warunek stanu granicznego nośności:
N_{Rd} = **|-457,20| kN** > $N_{Sd}=F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-128,14+(40,91)+(-16,87)=-**104,10** kN

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy ϕ=8 mm ze stali A-IIIN, dla której f_{ywd} = 420 MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$\rho_{w,min} = 0{,}08\ \sqrt{f_{ck}}\ /\ f_{yk} = 0{,}08\times\sqrt{20}\ /\ 500 = 0{,}00072$

Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a = 0{,}0$ $x_b = 410{,}0$ cm

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

$s_{max} = 0{,}75\ d = 0{,}75\times190 = 142$ $s_{max} \le 400$ mm

przyjęto $s_{max} = 143$ mm.

Ze względu na pręty ściskane $s_{max} = 15\ \phi = 15\times12{,}0 = 180{,}0$ mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

$s_{max} = \min\{h;\ b\} = \min\{550{,}0;\ 240{,}0\}=240{,}0$ $s_{max} \le 400$ mm

przyjęto $s_{max} = 240{,}0$ mm.

Ze względu na zbrojenie $s_{max} = 15\ \phi = 15\times12{,}0 = 180{,}0$ mm.

Przyjęto strzemiona 4-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **14,2** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$\rho_w = A_{sw} /(s\ b_w \sin\alpha) = 2{,}01\ /\ (14{,}2\times55{,}0\times1{,}000) = 0{,}00257$

$\rho_w = \mathbf{0{,}00257 > 0{,}00072} = \rho_{w\,min}$

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1.

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla x = 4,100 m:

$\Delta F_{td} = 0{,}5\ |V_{Sd}|\ (\cot\theta - V_{Rd32}/\ V_{Rd3}\ \cot\alpha) = 0{,}5\times3{,}70\times(1{,}000) = 1{,}85$ kN

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganym:

$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 40{,}91 + 1{,}85 = 42{,}76$ kN;

$F_{td} \le F_{td,max} = 40{,}91$ kN

Przyjęto $F_{td} = 40{,}91$ kN

$F_{td} = \mathbf{40{,}91 < 190{,}00} = 4{,}52\times420\ \times10^{-1} = A_s\ f_{yd}$

Zarysowanie

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1,

Położenie przekroju: $x = 4{,}100$ m

Siły przekrojowe: $M_{Sd} = -8{,}85$ kNm

$N_{Sd} = -81{,}68$ kN $e = 12{,}8$ cm

$V_{Sd} = -2{,}89$ kN

Wymiary przekroju: $b_w = 55{,}0$ cm

$d = h - a_1 = 24{,}0 - 5{,}0 = 19{,}0$ cm

$A_c = 1320$ cm^2

$W_c = 5280$ cm^3

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi, wynosi:

$A_s = k_c\ k\ f_{ct,eff}\ A_{ct}\ /\ \sigma_{s,lim} =$

$= 0{,}4\times1{,}0\times2{,}2\times660\ /\ 280 = 2{,}07$ cm^2

$A_{s1} = \mathbf{4{,}52 > 2{,}07} = A_s$

Zarysowanie:

$M_{cr} = f_{ctm}\ W_c = 2{,}2\times5280\ \times10^{-3} = 11{,}62$ kNm

$$N_{cr} = \frac{f_{ctm}}{e/W_c - 1/A_c} = \frac{2{,}2}{12{,}8/5280{,}00 - 1/1320{,}0(}\times10^{-1} = -131{,}48 \text{ kN}$$

$N_{Sd} = 81{,}68 < 131{,}48 = N_{cr}$

Przekrój niezarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:

Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 1

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t,t_o) = 2{,}00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(t,t_o)} = \frac{30000}{1+2{,}00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$M_{cr} = f_{ctm}\, W_c = 2{,}2\times5280\times10^{-3} = 11{,}62$ kNm

Całkowity moment zginający $M_{Sd} = -8{,}85$ kN nie powoduje zarysowania przekroju.

<u>Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:</u>

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M_{Sd} = -8{,}85$ kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: $x_I = 12{,}0$ cm $I_I = 72227$ cm^4

$B = E_{c,eff}\, I_I = 10000\times72227\times10^{-5} = 7223$ kNm^2

Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 2,899 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$a = a_{\infty,d} = 0{,}6$ mm

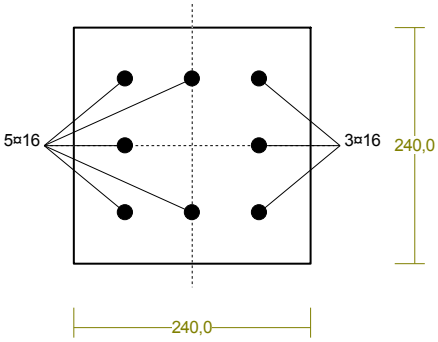
$a = \mathbf{0{,}6 < 16{,}4} = a_{lim}$

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-B-03264:2002 (Skrócone)

RM_Zelb v. 6.13 licencja nr 18862

Cechy przekroju:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7, przekrój: x_a=2,23 m, x_b=1,87 m



Wymiary przekroju [cm]:
h=24,0, b=24,0,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

<u>BETON</u>: **B25**

f_{ck}= **20,0** MPa, $f_{cd}=\alpha\cdot f_{ck}/\gamma_c=0{,}85\times20{,}0/1{,}50=$**11,3** MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

A_c=**576** cm^2, J_{cx}=**27648** cm^4, J_{cy}=**27648** cm^4

<u>STAL</u>: **A-IIIN** (**B500SP**)

f_{yk}=500 MPa, γ_s=1,15, f_{yd}=420 MPa

$\xi_{lim}=0{,}0035/(0{,}0035+f_{yd}/E_s)=0{,}0035/(0{,}0035+420/200000)=0{,}625$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1}+A_{s2}$=**16,08** cm^2, $\rho=100\,(A_{s1}+A_{s2})/A_c$ =100×16,08/576=**2,79** %,

J_{sx}=**558** cm^4, J_{sy}=**558** cm^4,

Siły przekrojowe:

zadanie: rama wejściowa RW-1, pręt nr 7, przekrój: x_a=2,23 m, x_b=1,87 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW ADBCE**

Momenty zginające:	M_x = 0,01 kNm,	M_y = 13,89 kNm,
Siły poprzeczne:	V_y = 1,09 kN,	V_x = -0,79 kN,
Siła osiowa:	N = -229,10 kN = N_{Sd},	

Uwzględnienie smukłości pręta:

- w płaszczyźnie ustroju:
  $e_{ey} = M_x/N = (0{,}01)/(-229{,}10)=0{,}000$ m,
  $M_{Sdx} = \eta_x\,(e_{ay} + e_{ey})\,N = 1{,}065\times(-0{,}020\ -0{,}000)\times(-229{,}10) = 4{,}89$ kNm,
- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:
  $e_{ex} = -M_y/N = -(13{,}89)/(-229{,}10)=0{,}061$ m,
  $M_{Sdy} = \eta_y\,(e_{ax} + e_{ex})\,N = -1{,}290\times(0{,}010\ +0{,}061)\times(-229{,}10) = 20{,}88$ kNm.

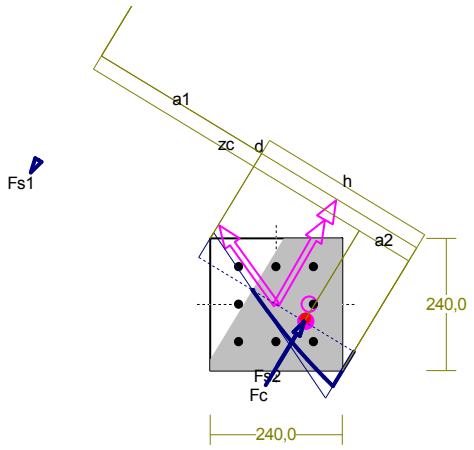
Zbrojenie wymagane:

(zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7, przekrój: x_a=2,23 m, x_b=1,87 m)

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego (A_{s1}=8,04 cm^2, A_{s2}=8,04 cm^2,)

- dla kombinacji [**CW ADBCE**] grup obciążeń, dla której suma zbrojenia wymaganego jest największa



Wielkości obliczeniowe:

N_{Sd}=-226,20 kN,

$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(7{,}05^2+12{,}24^2)}=14{,}13$ kNm

f_{cd}=11,3 MPa, f_{yd}=420 MPa $=f_{td}$,

Dodatkowe zbrojenie rozciągane nie jest obliczeniowo wymagane.

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

h=33,0, d=67,0, x=49,7 (ξ=0,741),

a_1=34,1, a_2=10,5, a_c=10,5, z_c=56,5, A_{cc}=429 cm^2,

ε_c=-0,98 ‰, ε_{s2}=-0,81 ‰, ε_{s1}=0,34 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -151,89, F_{s1} = 1,16, F_{s2} = -75,47,

M_c= 9,06, M_{s1} = 0,58, M_{s2} = 4,49,

Warunki równowagi wewnętrznej:

$F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-151,89+(1,16)+(-75,47)=-226,20 kN (N_{Sd}=-226,20 kN)

$M_c+M_{s1}+M_{s2}$=9,06+(0,58)+(4,49)=14,13 kNm (M_{Sd}=14,13 kNm)

Długości wyboczeniowe pręta:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu:**

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym

ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

podatności węzłów: κ_a =0,095 ⇒ k_A =(1/κ_a-1)=9,482, ϱ_b =0,000 ⇒ k_B =(1/κ_b-1)=∞,

$\beta = 0{,}5 + 0{,}25/(k_A+1) + 0{,}25/(k_B+1) = 0{,}5 + 0{,}25/(9{,}482+1) + 0{,}25/(\infty+1) = 0{,}524 \Rightarrow l_o = 0{,}524\times 4{,}100 = 2{,}148$ m

- **przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:**

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta dwustronnie zamocowanego w układzie nieprzesuwnym:

ze wzoru (C.1) $l_o = \beta\, l_{col}$, l_{col}=4,100 m,

podatności węzłów: κ_a =1,000 ⇒ k_A =(1/κ_a -1)=1,000, ϱ_b =1,000 ⇒ k_B =(1/κ_b-1)=1,000,

$\beta = 0{,}5+0{,}25/(k_A+1) + 0{,}25/(k_B+1) = 0{,}5+0{,}25/(1{,}000+1) + 0{,}5+0{,}25/(1{,}000+1) = 1{,}000 \Rightarrow l_o = 1{,}000\times 4{,}100 = 4{,}100$ m

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7

- **w płaszczyźnie ustroju:**

mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,240 m) $e_a = \max\left\langle \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 0{,}01 \right\rangle = \max\langle 0{,}007, 0{,}008, 0{,}010\rangle = 0{,}010$ m,

przyjęto: e_a=0,020 m,

mimośród statyczny: $M_{max}=0{,}4\cdot M_{1Sd}=0{,}4\cdot(2{,}45)=0{,}98$ kNm, N_{Sd}=-225,71 kN ⇒ $e_e=|M_{max}/N|=|0{,}98/(-225{,}71)|=$ 0,004 m,

mimośród początkowy: $e_o=e_a+e_e$=0,020+0,004=0,024 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=2,148 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: $E_{cm}=30{,}0\cdot 10^6$ kPa,
- momenty bezwładności: $I_c=2{,}7648\cdot 10^{-4}$ m^4,
  $I_s=0{,}0558\cdot 10^{-4}$ m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego)
- $e_o/h=\max\langle (e_a+e_e)/h,\ 0{,}05,\ 0{,}5-0{,}01(l_o/h+f_{cd})\rangle = \max\langle 0{,}101,\ 0{,}05,\ 0{,}297\rangle = 0{,}297$,
- $k_{lt}=1+0{,}5\,(N_{Sd,lt}/N_{Sd})\,\phi_{(t,to)} = 1 + 0{,}5\times 1{,}000\times 2{,}00 = 2{,}000$,

$$N_{crit} = \frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right] =$$

$$\frac{9}{2{,}148^2}\left[\frac{0{,}000\cdot 10^{300}\times 0{,}000\cdot 10^0}{2\times 2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}297}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot 10^{200}\times 0{,}000\cdot 10^0\right] = 3700{,}86 \text{ kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

$$\eta = \frac{1}{1 - N_{Sd}/N_{crit}} = \frac{1}{1 - (225{,}71 / 3700{,}86)} = 1{,}065$$

,

- **<u>w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:</u>**

mimośród niezamierzony: (l_{col}=4,100 m, h=0,240 m) $e_a = \max\left\langle \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 0{,}01 \right\rangle$ = max<0,007, 0,008, 0,010> =0,010 m,

przyjęto: e_a=0,010 m,

mimośród statyczny: $M_{max}=M_{3Sd}$ = 13,96 kNm, N_{Sd}=-228,83 kN $\Rightarrow$ $e_e = |M_{max}/N| = |13{,}96/(-228{,}83)|$ = 0,061 m,

mimośród początkowy: $e_o=e_a+e_e$=0,010+0,061=0,071 m,

obliczenie siły krytycznej:
- długość wyboczeniowa: l_o=4,100 m (obliczona wg PN),
- moduł sprężystości betonu: $E_{cm}=30{,}0\cdot10^6$ kPa,
- momenty bezwładności: $I_c=2{,}7648\cdot10^{-4}$ m^4,
  $I_s=0{,}0558\cdot10^{-4}$ m^4 (dla zbrojenia rzeczywistego
- $e_o/h=\max\langle(e_a+e_e)/h, 0{,}05, 0{,}5-0{,}01(l_o/h+f_{cd})\rangle = \max\langle 0{,}296, 0{,}05, 0{,}216\rangle = 0{,}296$,
- $k_{lt}=1+0{,}5\,(N_{Sd,lt}/N_{Sd})\,\phi_{(t,to)} = 1 + 0{,}5\times1{,}000\times2{,}00 = 2{,}000$,

$$N_{crit} = \frac{9}{l_o^2}\left[\frac{E_{cm}I_c}{2k_{lt}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{e_o}{h}}+0{,}1\right)+E_sI_s\right] =$$

$$\frac{9}{4{,}100^2}\left[\frac{0{,}000\cdot10^{300}\times0{,}000\cdot10^0}{2\times2{,}000}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}296}+0{,}1\right)+0{,}0\cdot10^{200}\times0{,}000\cdot10^0\right] = 1016{,}90 \text{ kN}$$

współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

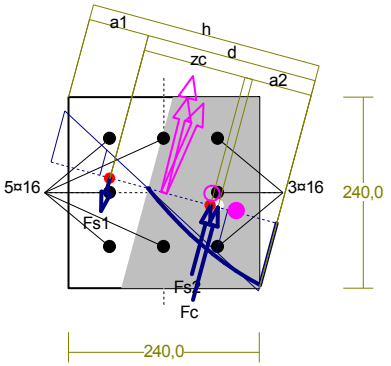
$$\eta = \frac{1}{1 - N_{Sd}/N_{crit}} = \frac{1}{1 - (228{,}83 / 1016{,}90)} = 1{,}290$$

.

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7, przekrój: x_a=1,94 m, x_b=2,16 m

Obliczenia wykonano dla kombinacji [**CW ADBCE**] grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-228,67 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(5{,}21^2+20{,}92^2)}$ =21,56 kNm
f_{cd}=11,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**6,03** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**10,05** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=16,08 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×16,08/576=2,79 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=29,4, d=21,7, x=15,8 (ξ=0,727),
a_1=7,7, a_2=8,6, a_c=7,5, z_c=14,1, A_{cc}=329 cm^2,
ε_c=-1,40 ‰, ε_{s2}=-0,87 ‰, ε_{s1}=0,52 ‰,
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -173,62, F_{s1} = 45,45, F_{s2} = -100,50,
M_c= 12,26, M_{s1} = 3,19, M_{s2} = 6,11,
Warunek stanu granicznego nośności:
N_{Rd} = **|-430,12| kN** > $N_{Sd}=F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-173,62+(45,45)+(-100,50)=-

228,67 kN

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy ϕ=8 mm ze stali A-IIIN, dla której f_{ywd} = 420 MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0{,}08\sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0{,}08\times\sqrt{20} / 500 = 0{,}00072$$

Rozstaw strzemion:

<u>Strefa nr 1</u>

Początek i koniec strefy: $x_a = 0,0$ $x_b = 410,0$ cm
Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

$s_{max} = 0,75\ d = 0,75\times188 = 141$ $s_{max} \le 400$ mm
przyjęto $s_{max} = 141$ mm.

Ze względu na pręty ściskane $s_{max} = 15\ \phi = 15\times16,0 = 240,0$ mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

$s_{max} = \min\{h; b\} = \min\{240,0; 240,0\}=240,0$ $s_{max} \le 400$ mm
przyjęto $s_{max} = 240,0$ mm.

Ze względu na zbrojenie $s_{max} = 15\ \phi = 15\times16,0 = 240,0$ mm.

Przyjęto strzemiona 3-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **14,1** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$\rho_w = A_{sw} /(s\ b_w \sin\alpha) = 1,51 / (14,1\times24,0\times1,000) = 0,00446$

$\rho_w = \mathbf{0,00446 > 0,00072} = \rho_{w\,min}$

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7.

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla x = 1,922 m:

$\Delta F_{td} = 0,5\ |V_{Sd}|\ (\cot\theta - V_{Rd32}/ V_{Rd3} \cot\alpha) = 0,5\times1,09\times(1,000) = 0,55$ kN

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganym:

$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 65,65 + 0,55 = 66,20$ kN;

$F_{td} \le F_{td,max} = 65,77$ kN

Przyjęto $F_{td} = 65,77$ kN

$F_{td} = \mathbf{65,77 < 253,34} = 6,03\times420\ \times10^{-1} = A_s\ f_{yd}$

Zarysowanie

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7,

Położenie przekroju: $x = 1,922$ m

Siły przekrojowe: $M_{Sd} = -0,27$ kNm

$N_{Sd} = -179,25$ kN $e = 2,2$ cm

$V_{Sd} = 0,86$ kN

Wymiary przekroju: $b_w = 24,0$ cm

$d = h - a_l = 24,0 - 5,2 = 18,8$ cm

$A_c = 576$ cm^2

$W_c = 2304$ cm^3

<u>Zarysowanie:</u>

$M_{cr} = f_{ctm}\ W_c = 2,2\times2304\ \times10^{-3} = 5,07$ kNm

Przekrój niezarysowany - w przekroju występują wyłącznie naprężenia ściskające.

<u>Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:</u>

Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 7

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t,t_o) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(t,t_o)} = \frac{30000}{1+2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$M_{cr} = f_{ctm}\ W_c = 2,2\times2304\ \times10^{-3} = 5,07$ kNm

Całkowity moment zginający $M_{Sd} = -1,92$ kN nie powoduje zarysowania przekroju.

<u>Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:</u>

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M_{Sd} = -1,92$ kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: $x_I = 12{,}0$ cm $I_I = 38805$ cm^4

$B = E_{c,eff} \cdot I_I = 10000 \times 38805 \times 10^{-5} = 3880$ kNm^2

Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 0,320 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta (1/ρ) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$a = a_{\infty,d} = 0{,}6$ mm

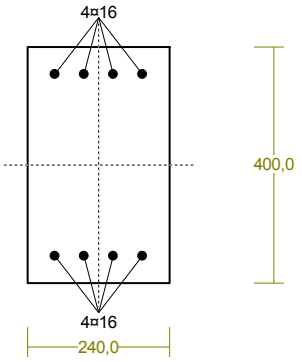
$a = \mathbf{0{,}6 < 16{,}4} = a_{lim}$

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-B-03264:2002 (Skrócone)

RM_Zelb v. 6.13 licencja nr 18862

Cechy przekroju:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 2, przekrój: x_a=0,72 m, x_b=0,72 m



Wymiary przekroju [cm]:
h=40,0, b=24,0,
Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: **B25**

f_{ck}= **20,0** MPa, $f_{cd}=\alpha \cdot f_{ck}/\gamma_c$=1,00×20,0/1,50=**13,3** MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:
A_c=**960** cm^2, J_{cx}=**128000** cm^4, J_{cy}=**46080** cm^4

STAL: **A-IIIN** (**B500SP**)

f_{yk}=500 MPa, γ_s=1,15, f_{yd}=420 MPa

$\xi_{lim}=0{,}0035/(0{,}0035+f_{yd}/E_s)=0{,}0035/(0{,}0035+420/200000)=0{,}625$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1}+A_{s2}$=**16,08** cm^2, $\rho=100\,(A_{s1}+A_{s2})/A_c$ =100×16,08/960=**1,68** %,

J_{sx}=**3815** cm^4, J_{sy}=**489** cm^4,

Siły przekrojowe:

zadanie: rama wejściowa RW-1, pręt nr 2, przekrój: x_a=0,72 m, x_b=0,72 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW ADBCE**

Momenty zginające:	M_x = -13,52 kNm,	M_y = 7,56 kNm,
Siły poprzeczne:	V_y = 44,93 kN,	V_x = 0,00 kN,
Siła osiowa:	N = 10,77 kN = N_{Sd}, .	

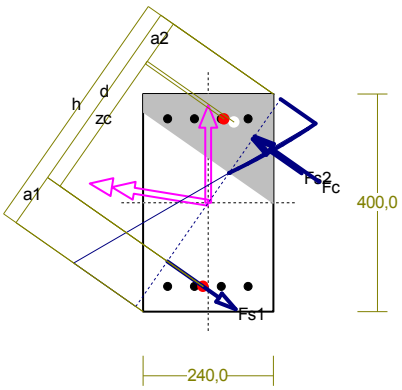
Zbrojenie wymagane:

(zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 2, przekrój: x_a=0,72 m, x_b=0,72 m)

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego (A_{s1}=8,04 cm^2, A_{s2}=8,04 cm^2,)

- dla kombinacji [**CW ADBCE**] grup obciążeń, dla której suma zbrojenia wymaganego jest największa



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=10,77 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(-36{,}98^2+6{,}00^2)}$ =37,47 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Dodatkowe zbrojenie rozciągane nie jest obliczeniowo wymagane.
Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

h=46,5, d=36,4, x=14,1 (ξ=0,388),
a_1=10,1, a_2=9,0, a_c=8,4, z_c=28,0, A_{cc}=284 cm^2,
ε_c=-0,68 ‰, ε_{s2}=-0,52 ‰, ε_{s1}=1,06 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -77,32, F_{s1} = 126,93, F_{s2} = -38,84,
M_c= 11,90, M_{s1} = 19,48, M_{s2} = 6,09,

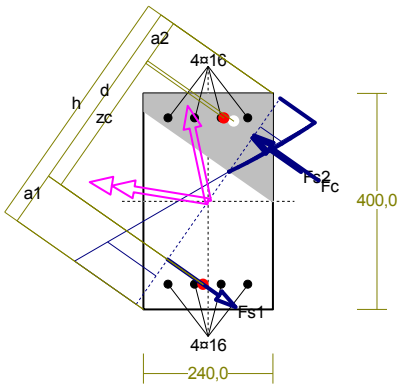
Warunki równowagi wewnętrznej:

$F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-77,32+(126,93)+(-38,84)=10,77 kN (N_{Sd}=10,77 kN)
$M_c+M_{s1}+M_{s2}$=11,90+(19,48)+(6,09)=37,47 kNm (M_{Sd}=37,47 kNm)

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 2, przekrój: x_a=1,44 m, x_b=0,00 m

Obliczenia wykonano dla kombinacji [**CW ADBCE**] grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=10,77 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(-36,98^2+6,00^2)}$ =37,47 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**8,04** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**8,04** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=16,08 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×16,08/960=1,68 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=46,5, d=36,4, x=15,0 (ξ=0,413),
a_1=10,1, a_2=9,0, a_c=6,3, z_c=30,7, A_{cc}=276 cm^2,
ε_c=-0,68 ‰, ε_{s2}=-0,41 ‰, ε_{s1}=0,96 ‰,
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -77,33, F_{s1} = 126,94, F_{s2} = -38,84,
M_c= 11,90, M_{s1} = 19,48, M_{s2} = 6,09,
Warunek stanu granicznego nośności:
M_{Rd} = **100,59 kNm >**
$M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=11,90+(19,48)+(6,09)=**37,47** kNm

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 2.

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla x = 1,440 m:

$$\Delta F_{td} = 0,5\,|V_{Sd}|\,(\cot\theta - V_{Rd32}/V_{Rd3}\cot\alpha) = 0,5\times 20,24\times(1,000) = 10,12 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganym:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 126,94 + 10,12 = 137,06 \text{ kN};$$

$$F_{td} \le F_{td,max} = 126,94 \text{ kN}$$

Przyjęto F_{td} = 126,94 kN

$$F_{td} = \mathbf{126,94 < 337,78} = 8,04\times 420\times 10^{-1} = A_s\, f_{yd}$$

Ugięcia

zadanie rama wejściowa RW-1, pręt nr 2

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t,t_o)$ = 2,00.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(t,t_o)} = \frac{30000}{1+2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm}\, W_c = 2,2\times 6400\times 10^{-3} = 14,08 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający M_{Sd} = 28,98 kN powoduje zarysowanie przekroju.

<u>Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:</u>

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu M_{Sd} = 28,98 kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: x_I = 20,0 cm I_I = 204294 cm^4

x_{II} = 13,4 cm I_{II} = 109555 cm^4

$$B = \frac{E_{c,eff}\, I_{II}}{1-\beta_1\beta_2(M_{cr}/M_{Sd})^2(1-I_{II}/I_I)} =$$

$$= \frac{10000\times 109555}{1 - 1,0\times 0,5\times(14,08/28,98)^2\times(1 - 109555/20429.}\times 10^{-5} = 11590 \text{ kNm}^2$$

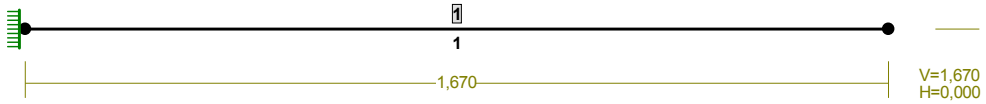
Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 1,440 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta (1/ρ) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$$a = a_{\infty,d} = 1,3 \text{ mm}$$

$$a = \mathbf{1,3 < 5,8} = a_{lim}$$

6. Belka płyty wspornikowej BW-1

PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

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

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	1,670	0,000	1,670	1,000	1 B 380x240

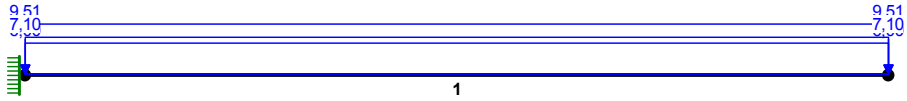
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	912,0	109744	43776	5776	5776	38,0	78 B25

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Naprężenie.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
78 B25	30	13,300	1,0E-5

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

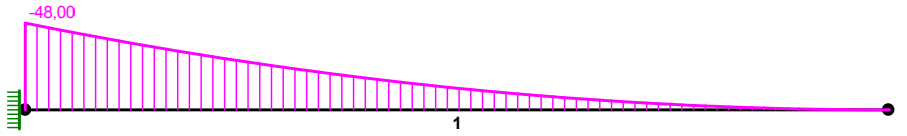
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW "Ciężar własny"			Stałe	γf= 1,10	
Grupa:	A "ŚCIANA KOLANKOWA "			Stałe	γf= 1,30	
1	Liniowe	0,0	9,51	9,51	0,00	1,67
	0.5.8. Ścianka kolankow					
Grupa:	B "DACH "			Zmienne	γf= 1,50	
1	Liniowe	0,0	6,00	6,00	0,00	1,67
Grupa:	D "UŻYTKOWE "			Zmienne	γf= 1,50	
1	Liniowe	0,0	7,10	7,10	0,00	1,67

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu
RM_Win v. 11.80 licencja nr 18862

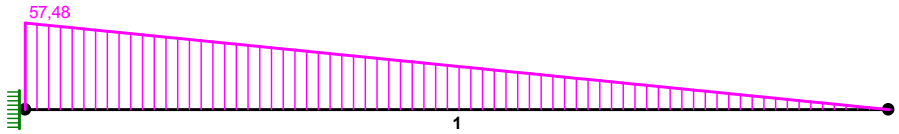
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:		γf:	ψd:
CW-"Ciężar własny"	Stałe		1,10	
A -"ŚCIANA KOLANKOWA "	Stałe		1,30	
B -"DACH "	Zmienne	1	1,50	1,00
D -"UŻYTKOWE "	Zmienne	1	1,50	1,00

MOMENTY:



TNĄCE:

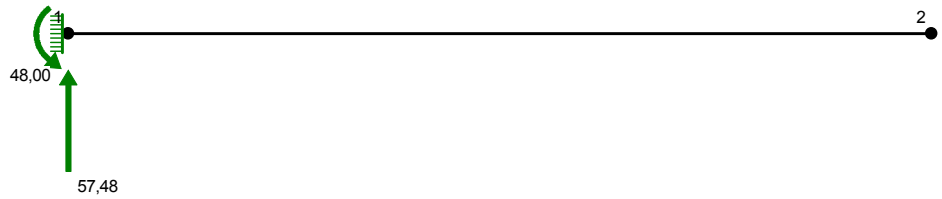


SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: CW ABD

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	-48,00	57,48	0,00
	1,00	1,670	0,00	0,00	0,00

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: CW ABD

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,00	57,48	57,48	48,00

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia char.: CW ABD

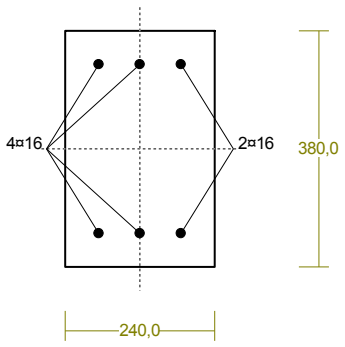
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,00	41,41	41,41	34,58

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-B-03264:2002 (Skrócone)

RM_Zelb v. 6.13 licencja nr 18862

Cechy przekroju:

zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=0,00 m, x_b=1,67 m



J_{sx}=**2231** cm^4, J_{sy}=**350** cm^4,

Wymiary przekroju [cm]:
h=38,0, b=24,0,
Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: **B25**
f_{ck}= **20,0** MPa, $f_{cd}=\alpha\cdot f_{ck}/\gamma_c$=1,00×20,0/1,50=**13,3** MPa
Cechy geometryczne przekroju betonowego:
A_c=**912** cm^2, J_{cx}=**109744** cm^4, J_{cy}=**43776** cm^4

STAL: **A-IIIN (B500SP)**
f_{yk}=500 MPa, γ_s=1,15, f_{yd}=420 MPa
$\xi_{lim}=0{,}0035/(0{,}0035+f_{yd}/E_s)=0{,}0035/(0{,}0035+420/200000)=0{,}625$,

Zbrojenie główne:
$A_{s1}+A_{s2}$=**12,06** cm^2, $\rho=100\,(A_{s1}+A_{s2})/A_c$ =100×12,06/912=**1,32** %,

Siły przekrojowe:

zadanie: BELKA BW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=0,00 m, x_b=1,67 m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW ABD**

Momenty zginające:	M_x = 48,00 kNm,	M_y = 6,00 kNm,
Siły poprzeczne:	V_y = 57,48 kN,	V_x = 5,01 kN,
Siła osiowa:	N = 0,00 kN = N_{Sd}, .	

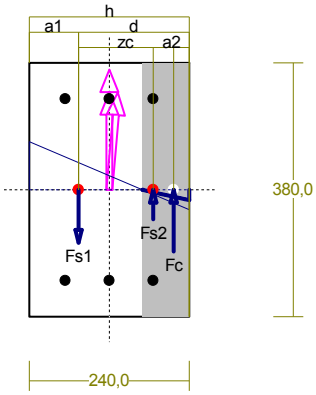
Zbrojenie wymagane:

(zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=0,00 m, x_b=1,67 m)

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego (A_{s1}=4,02 cm^2, A_{s2}=8,04 cm^2,)

- dla kombinacji [**CW ABD**] grup obciążeń, dla której suma zbrojenia wymaganego jest największa



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=0,00 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(0,00^2+6,00^2)}$ =6,00 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Dodatkowe zbrojenie rozciągane nie jest obliczeniowo wymagane.
Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

h=24,0, d=16,6, x=5,5 (ξ=0,332),
a_1=7,4, a_2=5,4, a_c=2,3, z_c=14,3, A_{cc}=268 cm^2,
ε_c=-0,23 ‰, ε_{s2}=-0,14 ‰, ε_{s1}=0,46 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -38,69, F_{s1} = 42,96, F_{s2} = -4,27,
M_c= 3,73, M_{s1} = 1,98, M_{s2} = 0,28,

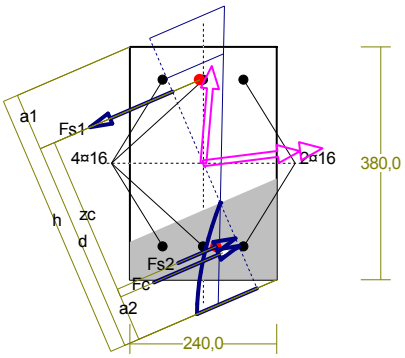
Warunki równowagi wewnętrznej:

$F_c+F_{s1}+F_{s2}$=-38,69+(42,96)+(-4,27)=0,00 kN (N_{Sd}=0,00 kN)
$M_c+M_{s1}+M_{s2}$=3,73+(1,98)+(0,28)=6,00 kNm (M_{Sd}=6,00 kNm)

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1, przekrój: x_a=0,00 m, x_b=1,67 m

Obliczenia wykonano dla kombinacji [**CW ABD**] grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=0,00 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+M_{Sdy}^2)}=\sqrt{(48,00^2+6,00^2)}$ =48,37 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**6,03** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**6,03** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=12,06 cm^2, ρ=100×A_s/A_c= 100×12,06/912=1,32 %

Wielkości geometryczne [cm]:
h=44,4, d=34,9, x=14,2 (ξ=0,407),
a_1=9,5, a_2=8,9, a_c=5,5, z_c=28,4, A_{cc}=267 cm^2,
ε_c=-1,11 ‰, ε_{s2}=-0,59 ‰, ε_{s1}=1,62 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -123,70, F_{s1} = 171,95, F_{s2} = -48,25,
M_c= 18,40, M_{s1} = 23,33, M_{s2} = 6,64,
Warunek stanu granicznego nośności:
M_{Rd} = **72,74 kNm >**
$M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=18,40+(23,33)+(6,64)=**48,37** kNm

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy ϕ=6 mm ze stali A-IIIN, dla której f_{ywd} = 420 MPa.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0,08\ \sqrt{f_{ck}}\ /\ f_{yk} = 0,08\times\sqrt{20}\ /\ 500 = 0,00072$$

Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: x_a = 0,0 x_b = 167,0 cm
Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla belek:

s_{max} = 0,75 d = 0,75×326 = 245 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 245 mm.

Ze względu na pręty ściskane s_{max} = 15 ϕ = 15×16,0 = 240,0 mm.

Maksymalny rozstawy strzemion – wymagania dla słupów:

s_{max} = min{h; b} = min{240,0; 380,0}=240,0 $s_{max} \le$ 400 mm
przyjęto s_{max} = 240,0 mm.

Ze względu na zbrojenie $s_{max} = 15\ \phi = 15\times16{,}0 = 240{,}0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$\rho_w = A_{sw} /(s\ b_w \sin\alpha) = 0{,}57 / (10{,}0\times24{,}0\times1{,}000) = 0{,}00236$

$\rho_w = \mathbf{0{,}00236 > 0{,}00072} = \rho_{w\,min}$

Ścinanie

zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1.

Przyjęto podparcie lub obciążenie pośrednie.

Odcinek nr 1

Początek i koniec odcinka: $x_a = 0{,}0$ $x_b = 83{,}5$ cm

Siły przekrojowe: $N_{Sd} = 0{,}00$;

$V_{Sd\,max} = 57{,}48$ kN

Rodzaj odcinka:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{6{,}03}{24{,}0\times32{,}6} = 0{,}00771;\quad \rho_L \le 0{,}01$$

Przyjęto $\rho_L = 0{,}00771$.

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_C = 0{,}00 / 992{,}42 \times10 = 0{,}00$ MPa $\sigma_{cp} \le 0{,}2\ f_{cd}$

Przyjęto $\sigma_{cp} = 0{,}00$ MPa.

$V_{Rd1} = [0{,}35\ k\ f_{ctd}\ (1{,}2 + 40\ \rho_L) + 0{,}15\ \sigma_{cp}]\ b_w\ d =$

$= [0{,}35\times1{,}27\times1{,}00\times(1{,}2+40\times0{,}00771) + 0{,}15\times0{,}00]\times24{,}0\times32{,}6\times10^{-1} = 52{,}46$ kN

$V_{Sd} = 57{,}48 > 52{,}46 = V_{Rd1}$

Nośność odcinka II-go rodzaju:

Przyjęto kąt $\theta = 45{,}0°$

$\nu = 0{,}6\ (1 - f_{ck} / 250) = 0{,}6\times(1 - 20 / 250) = 0{,}552$

$$\Delta V_{Rd} = \frac{A_{sw2}\ f_{ywd2}}{s_2}\ z\cos\alpha \quad \times10^{-1} = 0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{Rd} \le \nu\ f_{cd} b_w z \frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta}\frac{\cot\alpha}{2\cot\theta+\cot\alpha} \quad \times10^{-1} = 0 \text{ kN}$$

Przyjęto $\Delta V_{Rd} = 0{,}00$ kN.

$$V_{Rd2} = \nu\ f_{cd}\ b_w\ z\frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta} + \Delta V_{Rd} =$$

$$= 0{,}552\times13{,}3\times24{,}0\times28{,}4\frac{1{,}000}{1+1{,}000^2}\times10^{-1} + 0{,}00 = 250{,}47 \text{ kN}$$

$V_{Sd} = \mathbf{57{,}48 < 250{,}47} = V_{Rd2}$

$$V_{Rd3} = V_{Rd31} + V_{Rd32} = \frac{A_{sw1}\ f_{ywd1}}{s_1}\ z\cot\theta + \frac{A_{sw2}\ f_{ywd2}}{s_2}\ z\,(\cot\theta+\cot\alpha)\sin\alpha =$$

$$= \frac{0{,}57\times420}{10{,}0}28{,}4\times1{,}000\times10^{-1} = 67{,}52 \text{ kN}$$

$V_{Sd} = \mathbf{57{,}48 < 67{,}52} = V_{Rd3}$

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1.

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla x = 0,104 m:

$\Delta F_{td} = 0{,}5\ |V_{Sd}|\ (\cot\theta - V_{Rd32}/ V_{Rd3}\cot\alpha) = 0{,}5\times53{,}89\times(1{,}000 - 0{,}00/67{,}52\times0{,}000) = 26{,}94$ kN

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganym:

$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 151{,}72 + 26{,}94 = 178{,}67$ kN; $F_{td} \le F_{td,max} = 171{,}95$ kN

Przyjęto $F_{td} = 171{,}95$ kN

$F_{td} = \mathbf{171{,}95 < 253{,}34} = 6{,}03\times420\times10^{-1} = A_s\ f_{yd}$

Zarysowanie

zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1,

Położenie przekroju: $x = 0{,}000$ m

Siły przekrojowe: $M_{Sd} = -34{,}58$ kNm

$N_{Sd} = 0{,}00$ kN $V_{Sd} = 41{,}41$ kN

Wymiary przekroju: $b_w = 24{,}0$ cm

$d = h - a_l = 38{,}0 - 5{,}4 = 32{,}6$ cm

$A_c = 912$ cm^2 $W_c = 5776$ cm^3

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi, wynosi:

$$A_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} / \sigma_{s,lim} =$$
$$= 0{,}4\times1{,}0\times2{,}2\times456 / 240 = 1{,}67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \mathbf{6{,}03 > 1{,}67} = A_s$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm}\, W_c = 2{,}2\times5776\times10^{-3} = 12{,}71 \text{ kNm}$$
$$M_{Sd} = 34{,}58 > 12{,}71 = M_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0{,}5$.

$$\rho_r = A_s / A_{ct,eff} = 6{,}03 / 209 = 0{,}02892$$

$$s_{rm} = 50 + 0{,}25\, k_1\, k_2\, \phi / \rho_r = 50 + 0{,}25\times0{,}8\times0{,}50\times16/0{,}02892 = 105{,}33$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s\, [1 - \beta_1\beta_2\, (\sigma sr / \sigma s)^2] =$$

$$= 203{,}5/200000\times[1 - 1{,}0\times0{,}5\times(12{,}71/34{,}58)^2] = 0{,}00095$$

$$w_k = \beta\, s_{rm}\, \varepsilon_{sm} = 1{,}7\times105{,}33\times0{,}00095 = 0{,}17 \text{ mm}$$

$$w_k = \mathbf{0{,}17 < 0{,}3} = w_{lim}$$

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:

$$\rho_{w1} = \frac{A_{sw1}}{s_1 b_w} = \frac{0{,}57}{10{,}0\times24{,}0} = 0{,}00236$$

$$\rho_{w2} = \frac{A_{s2}}{s_2 b_w \sin\alpha} = 0{,}00000$$

$$\rho_w = \rho_{w1} + \rho_{w2} = 0{,}00236 + 0{,}00000 = 0{,}00236$$

$$\lambda = \frac{1}{3\left[\frac{\rho_{w1}}{\eta_1\phi_1} + \frac{\rho_{w2}}{\eta_2\phi_2}\right]} = \frac{1}{3\times[0{,}00236/(0{,}7\times6{,}0)} = 594{,}18$$

$$\tau = \frac{V_{Sd}}{b_w d} = \frac{41{,}41}{24{,}0\times32{,}6}\times10 = 0{,}529 \text{ MPa}$$

$$w_k = \frac{4\,\tau^2\,\lambda}{\rho_w E_s f_{ck}} = \frac{4\times0{,}529^2\times594{,}18}{0{,}00236\times200000\times2} = 0{,}07 \text{ mm}$$

$$w_k = \mathbf{0{,}07 < 0{,}3} = w_{lim}$$

Ugięcia

zadanie BELKA BW-1, pręt nr 1

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t,t_o) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(t,t_o)} = \frac{30000}{1+2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm}\, W_c = 2,2\times5776 \times10^{-3} = 12,71 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający M_{Sd} = -34,58 kN powoduje zarysowanie przekroju.

<u>Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:</u>

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu M_{Sd} = -34,58 kNm.

Wielkości geometryczne przekroju: $x_I = 19,0$ cm $I_I = 154370$ cm^4

$x_{II} = 11,9$ cm $I_{II} = 70270$ cm^4

$$B = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1-\beta_1\beta_2 (M_{cr}/M_{Sd})^2 (1-I_{II}/I_I)} =$$

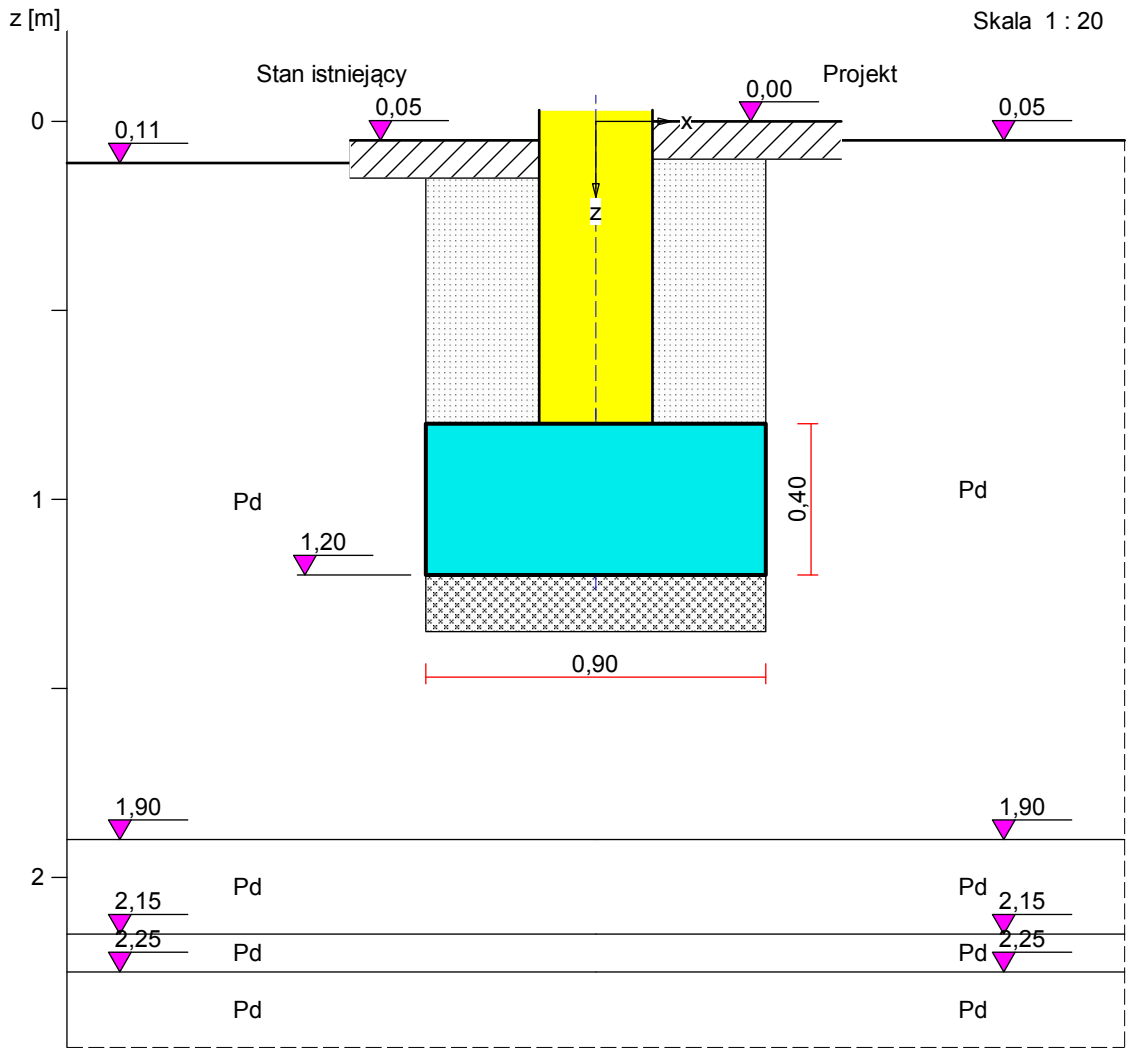
$$= \frac{10000\times70270}{1 - 1,0\times0,5\times(12,71/34,58)^2\times(1 -70270/154370)} \times10^{-5} = 7295 \text{ kNm}^2$$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej x = 1,670 m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta (1/ρ) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$a = a_{\infty,d} = 2,9$ mm

$a = \mathbf{2,9 < 8,3} = a_{lim}$

7. Fundament – ława ŁF-1



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Istniejący względny poziom terenu: $z_t = 0{,}11$ m, Projektowany względny poziom terenu: $z_{tp} = 0{,}05$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu	Grubość warstwy	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt.
	[m]	[m]		[m]
1	0,11	1,79	Piasek drobny	brak wody
2	1,90	0,25	Piasek drobny	brak wody
3	2,15	0,10	Piasek drobny	brak wody
4	2,25	nieokreśl.	Piasek drobny	brak wody

1.3. Zasypka

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{z\,char} = 25{,}00$ kN/m^3, Współczynnik obciążenia: $\gamma_{zf} = 1{,}20$.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: b = 0,30 m, długość: l = 12,24 m,

Współrzędne końców osi ściany:

$x_1 = 0{,}00$ m, $y_1 = 0{,}00$ m, $x_2 = 12{,}24$ m, $y_2 = 0{,}00$ m,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 270{,}00^0$.

3. Posadzki

3.1. Posadzka 1

Względny poziom posadzki: p_{p1} = 0,05 m,

Grubość: h = 0,10 m, charakt. ciężar objętościowy: $\gamma_{p1\ char}$ = 25,00 kN/m^3,

Obciążenie posadzki: q_{p1} = 4,00 kN/m^2, współcz. obciążenia: γ_{qf} = 1,20, Wymiar posadzki: d_x = 2,00 m.

3.2. Posadzka 2

Względny poziom posadzki: p_{p2} = 0,00 m,

Grubość: h = 0,10 m, charakt. ciężar objętościowy: $\gamma_{p2\ char}$ = 25,00 kN/m^3,

Obciążenie posadzki: q_{p2} = 4,00 kN/m^2, współczynnik obciążenia: γ_{qf} = 1,20.

Wymiar posadzki: d_x = 2,00 m.

4. Obciążenie od konstrukcji

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

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia*	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[–]
1	D	93,6	2,0	5,00	1,20

* D – obciążenia stałe, zmienne długotrwałe,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwałe i krótkotrwałe.

5. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B25, nazwa stali: RB 500 W,

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: d_x = 6,0 mm, na kierunku y: d_y = 12,0 mm,

Kierunek zbrojenia głównego: x, Grubość otuliny: 5,0 cm.

Dopuszcza się zbrojenie strzemionami, jeżeli warunek na przebicie tego wymaga.

6. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: z_f = 1,20 m Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: B = 0,90 m, L = 12,24 m,

Wysokość: H = 0,40 m, mimośród: E = 0,00 m.

7. Stan graniczny I

7.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośrodów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,20	0,61	0,35
	D	1,90	0,32	0,31
	D	2,15	0,26	0,30
	D	2,25	0,24	0,29

7.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: B = 0,90 m, L = 12,24 m.

Względny poziom posadowienia: H = 1,20 m.

Rodzaj obciążenia: D,

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: N = 93,61 kN/m, mimośród względem podstawy fund. E = 0,00 m,

siła pozioma: H_x = 2,00 kN/m, mimośród względem podstawy fund. E_z = 0,40 m,

moment: M_y = 5,00 kNm/m.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $G = 27{,}70$ kN/m, moment: $M_{Gy} = 0{,}15$ kNm/m.

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$N_r = (N + G)\cdot L = (93{,}61 + 27{,}70 \mid 17{,}25)\cdot 12{,}24 = 1484{,}89 \mid 1356{,}88$ kN.

Moment względem środka podstawy:

$M_r = (-N\cdot E + H_x\cdot E_z + M_y + M_{Gy})\cdot L = (-93{,}61\cdot 0{,}00 + 2{,}00\cdot 0{,}40 + 5{,}00 + 0{,}15 \mid 0{,}09)\cdot 12{,}24 = 72{,}78 \mid 72{,}09$ kNm.

Mimośród siły względem środka podstawy:

$e_r = |M_r/N_r| = 72{,}09/1356{,}88 = 0{,}05$ m.

$e_r = 0{,}05$ m $< 0{,}15$ m.

Wniosek: **Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.**

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$B' = B - 2\cdot e_r = 0{,}90 - 2\cdot 0{,}05 = 0{,}80$ m, $L' = L = 12{,}24$ m.

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 1):

średnia gęstość obl.: $\rho_{D(r)} = 1{,}70$ t/m^3, min. wysokość: $D_{min} = 1{,}15$ m,

obciążenie: $\rho_{D(r)}\cdot g\cdot D_{min} = 1{,}70\cdot 9{,}81\cdot 1{,}15 = 19{,}15$ kPa.

Współczynniki nośności podłoża:

obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego: $\Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)}\cdot\gamma_m = 29{,}40\cdot 0{,}90 = 26{,}46^0$,

spójność: $c_{u(r)} = c_{u(n)}\cdot\gamma_m = 0{,}00\cdot 0{,}90 = 0{,}00$ kPa,

$N_B = 4{,}28$ $N_C = 23{,}01$, $N_D = 12{,}45$.

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$\mathrm{tg}\,\delta = |H_x|\cdot L/N_r = 2{,}00\cdot 12{,}24/1484{,}89 = 0{,}0165$, $\mathrm{tg}\,\delta/\mathrm{tg}\,\Phi_{u(r)} = 0{,}0165/0{,}4977 = 0{,}033$,

$i_B = 0{,}95$, $i_C = 0{,}97$, $i_D = 0{,}97$.

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$\rho_{B(n)}\cdot\gamma_m\cdot g = 1{,}83\cdot 0{,}90\cdot 9{,}81 = 16{,}14$ kN/m^3.

Współczynniki kształtu:

$m_B = 1 - 0{,}25\cdot B'/L' = 0{,}98$, $m_C = 1 + 0{,}3\cdot B'/L' = 1{,}02$, $m_D = 1 + 1{,}5\cdot B'/L' = 1{,}10$.

Odpór graniczny podłoża:

$Q_{fNB} = B'L'(m_C\cdot N_C\cdot c_{u(r)}\cdot i_C + m_D\cdot N_D\cdot\rho_{D(r)}\cdot g\cdot D_{min}\cdot i_D + m_B\cdot N_B\cdot\rho_{B(r)}\cdot g\cdot B'\cdot i_B) = 3012{,}69$ kN.

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$N_r = 1484{,}89$ kN $< m\cdot Q_{fNB} = 0{,}81\cdot 3012{,}69 = 2440{,}28$ kN.

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

8. Stan graniczny II

8.1. Osiadanie fundamentu

Osiadanie całkowite:

Osiadanie pierwotne: $s' = 0{,}22$ cm. Osiadanie wtórne: $s'' = 0{,}00$ cm.

Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: $\lambda = 0$.

Osiadanie: $s = s' + \lambda\cdot s'' = 0{,}22 + 0\cdot 0{,}00 = 0{,}22$ cm,

Sprawdzenie warunku osiadania:

Warunek nie jest określony.

9. Wymiarowanie fundamentu

9.1. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN/m]	V_r [kN/m]	V_s [kN/m]
* 1	1	0	347	–

9.2. Sprawdzenie ławy na przebicie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 94$ kN/m, moment: $M_r = 0{,}80$ kNm/m.

Mimośród siły względem środka podstawy:

$e_r = |M_r/N_r| = 0{,}01$ m.

Przebicie ławy w przekroju 1:

Siła ścinająca: $V_{Sd} = 0{,}5\cdot(q_1 + q_c)\cdot c = 0{,}5\cdot(147{,}0 + 151{,}5)\cdot -0{,}05 = 0$ kN/m.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = f_{ctd}\cdot d = 1000\cdot 0{,}35 = 347$ kN/m.

$V_{Sd} = 0$ kN/m $< V_{Rd} = 347$ kN/m.

Wniosek: warunek na przebicie jest spełniony.

9.3. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na zginanie

Nr obc.	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
		M [kNm/m]	M_r [kNm/m]
* 1	1	6	–

9.4. Sprawdzenie ławy na zginanie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 94$ kN/m, moment: $M_r = 0{,}80$ kNm/m.

Mimośród siły względem środka podstawy: $e_r = |M_r/N_r| = 0{,}01$ m.

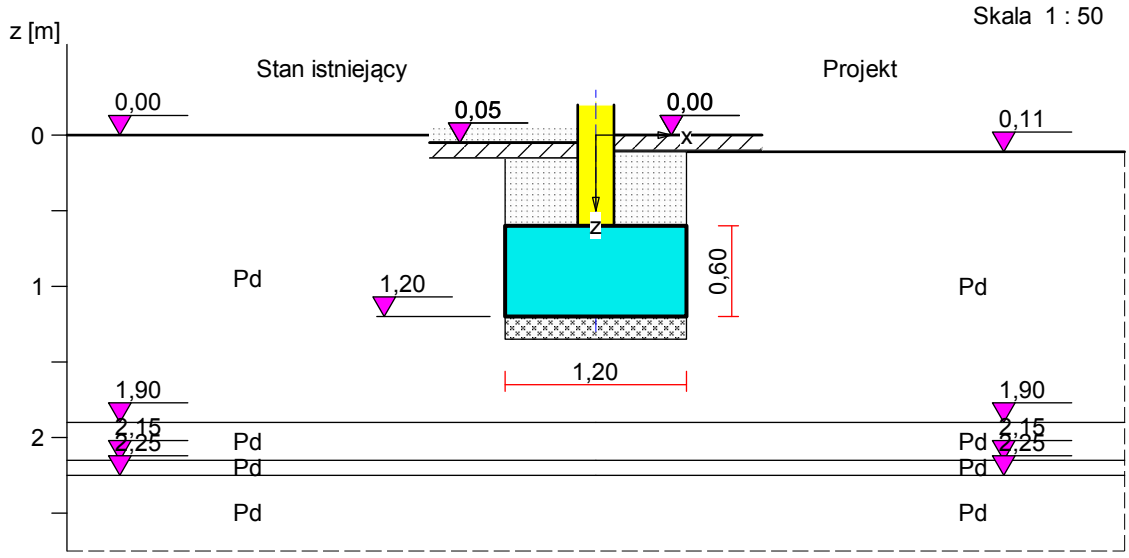
Zginanie ławy w przekroju 1:

Moment zginający: $M_{Sd} = (2\cdot q_1 + q_s)\cdot s^2/6 = (2\cdot 147{,}0 + 118{,}3)\cdot 0{,}09 = 6$ kNm/m.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0{,}5$ cm^2/m.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

8. Fundament – stopa fundamentowa SF



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

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

Projektowany względny poziom terenu: $z_{tp} = 0{,}11$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu	Grubość warstwy	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt.
	[m]	[m]		[m]
1	0,00	1,90	Piasek drobny	brak wody
2	1,90	0,25	Piasek drobny	brak wody
3	2,15	0,10	Piasek drobny	brak wody
4	2,25	nieokreśl.	Piasek drobny	brak wody

1.3. Zasypka

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{z\,char} = 25{,}00$ kN/m^3,

Współczynnik obciążenia: $\gamma_{zf} = 1{,}20$.

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **słup prostokątny**

Wymiary słupa: b = 0,24 m, l = 0,30 m, Współrzędne osi słupa: $x_0 = 0{,}15$ m, $y_0 = -4{,}12$ m,

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

3. Posadzki

3.1. Posadzka 1

Względny poziom posadzki: $p_{p1} = 0{,}00$ m, grubość: h = 0,10 m,

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{p1\,char} = 22{,}00$ kN/m^3,

Obciążenie posadzki: $q_{p1} = 3{,}00$ kN/m^2, współcz. obciążenia: $\gamma_{qf} = 1{,}20$,

Wymiary posadzki: $d_x = 2{,}00$ m, $d_y = 2{,}00$ m.

3.2. Posadzka 2

Względny poziom posadzki: $p_{p2} = 0{,}05$ m, grubość: h = 0,10 m,

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{p2\,char} = 22{,}00$ kN/m^3,

Obciążenie posadzki: $q_{p2} = 4{,}00$ kN/m^2, współcz. obciążenia: $\gamma_{qf} = 1{,}20$,

Wymiary posadzki: $d_x = 2{,}00$ m, $d_y = 2{,}00$ m.

3.3. Posadzka 3

Względny poziom posadzki: $p_{p3} = 0{,}05$ m, grubość: h = 0,10 m,

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{p3\,char} = 22{,}00$ kN/m^3,

Obciążenie posadzki: $q_{p3} = 4{,}00$ kN/m^2, współcz. obciążenia: $\gamma_{qf} = 1{,}20$,

Wymiary posadzki: $d_x = 2{,}00$ m, $d_y = 2{,}00$ m.

3.4. Posadzka 4

Względny poziom posadzki: $p_{p4} = 0{,}00$ m, grubość: h = 0,10 m,

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{p4\,char} = 22{,}00$ kN/m^3,

Obciążenie posadzki: $q_{p4} = 3{,}00$ kN/m^2, współcz. obciążenia: $\gamma_{qf} = 1{,}20$,

Wymiary posadzki: $d_x = 2{,}00$ m, $d_y = 2{,}00$ m.

4. Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 0{,}60$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	H_x	H_y	M_x	M_y	γ
	obciążenia*	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[–]

1	D+K	198,4	-16,8	0,0	0,00	-22,60	1,20

* D – obciążenia stałe, zmienne długotrwałe,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwałe i krótkotrwałe.

5. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B25, nazwa stali: RB 500 W,

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: d_x = 12,0 mm, na kierunku y: d_y = 12,0 mm,

Kierunek zbrojenia głównego: x, Grubość otuliny: 5,0 cm.

Dopuszcza się zbrojenie strzemionami, jeżeli warunek na przebicie tego wymaga.

6. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: z_f = 1,20 m Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: B_x = 1,20 m, B_y = 1,20 m,

Wysokość: H = 0,60 m, Mimośrody: E_x = 0,00 m, E_y = 0,00 m.

7. Stan graniczny I

7.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośrodów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D+K	1,20	0,55	0,46
	D+K	1,90	0,26	0,48
	D+K	2,15	0,21	0,48
	D+K	2,25	0,18	0,47

7.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: B_x = 1,20 m, B_y = 1,20 m.

Względny poziom posadowienia: H = 1,20 m. Rodzaj obciążenia: D+K,

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: N = 198,40 kN, mimośrody wzgl. podst. fund. E_x = 0,00 m, E_y = 0,00 m,

siła pozioma: H_x = -16,80 kN, mimośród względem podstawy fund. E_z = 0,60 m,

siła pozioma: H_y = 0,00 kN, mimośród względem podstawy fund. E_z = 0,60 m,

moment: M_x = 0,00 kNm, moment: M_y = -22,60 kNm.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek:

siła pionowa: G = 54,34 kN/m, momenty: M_{Gx} = 0,00 kNm/m, M_{Gy} = 0,02 kNm/m.

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: B_x = 1,43 m, B_y = 1,43 m.

Względny poziom posadowienia: H = 1,90 m.

Ciężar fundamentu zastępczego: G_z = 23,49 kN.

Całkowite obciążenie pionowe fundamentu zastępczego:

$N_r = N + G + G_z$ = 198,40 + 54,34 | 34,66 + 23,49 = 276,23 | 256,55 kN.

Moment względem środka podstawy:

$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx}$ = 198,40·0,00 - 0,00·1,30 + 0,00 + 0,00 | 0,00 = 0,00 | 0,00 kNm.

$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}$ = -198,40·0,00 + (-16,80)·1,30 + (-22,60) + 0,02 | 0,17 = -44,42 | -44,27 kNm.

Mimośrody sił względem środka podstawy:

$e_{rx} = |M_{ry}/N_r|$ = 44,27/256,55 = 0,17 m,

$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0{,}00/256{,}55 = 0{,}00$ m.

$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0{,}120 + 0{,}000 = 0{,}120$ m < 0,250.

Wniosek: **Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.**

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$B_x' = B_x - 2\cdot e_{rx} = 1{,}20 - 2\cdot 0{,}13 = 0{,}94$ m, $B_y' = B_y - 2\cdot e_{ry} = 1{,}20 - 2\cdot 0{,}00 = 1{,}20$ m.

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

średnia gęstość obliczeniowa: $\rho_{D(r)} = 1{,}68$ t/m^3,

minimalna wysokość: $D_{min} = 1{,}15$ m,

obciążenie: $\rho_{D(r)}\cdot g\cdot D_{min} = 1{,}68\cdot 9{,}81\cdot 1{,}15 = 18{,}91$ kPa.

Współczynniki nośności podłoża:

obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego: $\Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)}\cdot\gamma_m = 29{,}40\cdot 0{,}90 = 26{,}46^0$,

spójność: $c_{u(r)} = c_{u(n)}\cdot\gamma_m = 0{,}00$ kPa,

$N_B = 4{,}28$ $N_C = 23{,}01$, $N_D = 12{,}45$.

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$\mathrm{tg}\,\delta_x = |H_x|/N_r = 16{,}80/252{,}74 = 0{,}07$, $\mathrm{tg}\,\delta_x/\mathrm{tg}\,\Phi_{u(r)} = 0{,}0665/0{,}4977 = 0{,}134$,

$i_{Bx} = 0{,}81$, $i_{Cx} = 0{,}88$, $i_{Dx} = 0{,}89$.

$\mathrm{tg}\,\delta_y = |H_y|/N_r = 0{,}00/252{,}74 = 0{,}00$, $\mathrm{tg}\,\delta_y/\mathrm{tg}\,\Phi_{u(r)} = 0{,}0000/0{,}4977 = 0{,}000$,

$i_{By} = 1{,}00$, $i_{Cy} = 1{,}00$, $i_{Dy} = 1{,}00$.

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$\rho_{B(n)}\cdot\gamma_m\cdot g = 1{,}79\cdot 0{,}90\cdot 9{,}81 = 15{,}78$ kN/m^3.

Współczynniki kształtu:

$m_B = 1 - 0{,}25\cdot B_x'/B_y' = 0{,}80$, $m_C = 1 + 0{,}3\cdot B_x'/B_y' = 1{,}24$, $m_D = 1 + 1{,}5\cdot B_x'/B_y' = 2{,}18$

Odpór graniczny podłoża:

$Q_{fNBx} = B_x'B_y'(m_C\cdot N_C\cdot c_{u(r)}\cdot i_{Cx} + m_D\cdot N_D\cdot\rho_{D(r)}\cdot g\cdot D_{min}\cdot i_{Dx} + m_B\cdot N_B\cdot\rho_{B(r)}\cdot g\cdot B_x'\cdot i_{Bx}) = 564{,}44$ kN.

$Q_{fNBy} = B_x'B_y'(m_C\cdot N_C\cdot c_{u(r)}\cdot i_{Cy} + m_D\cdot N_D\cdot\rho_{D(r)}\cdot g\cdot D_{min}\cdot i_{Dy} + m_B\cdot N_B\cdot\rho_{B(r)}\cdot g\cdot B_y'\cdot i_{By}) = 652{,}75$ kN.

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$N_r = 252{,}74$ kN < $m\cdot\min(Q_{fNBx},Q_{fNBy}) = 0{,}81\cdot 564{,}44 = 457{,}20$ kN.

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

8. Stan graniczny II

8.1. Osiadanie fundamentu

Osiadanie całkowite:

Osiadanie pierwotne: $s' = 0{,}00$ cm.

Osiadanie wtórne: $s'' = 0{,}00$ cm.

Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: $\lambda = 0$.

Osiadanie: $s = s' + \lambda\cdot s'' = 0{,}00 + 0\cdot 0{,}00 = 0{,}00$ cm,

Sprawdzenie warunku osiadania:

Warunek nie jest określony.

9. Wymiarowanie fundamentu

9.1. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN]	V_r [kN]	V_s [kN]
* 1	1	0	459	-

9.2. Sprawdzenie stopy na przebicie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 198$ kN, momenty: $M_{xr} = 0{,}00$ kNm, $M_{yr} = -32{,}68$ kNm.

Mimośrody siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0{,}16$ m, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0{,}00$ m.

Przebicie stopy w przekroju 1:

Siła ścinająca: $V_{Sd} = \int_{Ac} q \cdot dA = 0$ kN.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = (b+d) \cdot d \cdot f_{ctd} = (0{,}30+0{,}54) \cdot 0{,}54 \cdot 1000 = 459$ kN.

$V_{Sd} = 0$ kN $< V_{Rd} = 459$ kN.

Wniosek: warunek na przebicie jest spełniony.

9.3. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na zginanie

Nr obc.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający	Nośność przekroju
			M [kNm]	M_r [kNm]
* 1	x	1	35	116
	y	1	20	114

Uwaga: Momenty zginające wyznaczono metodą wsporników prostokątnych.

9.4. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku x

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 198$ kN,

momenty: $M_{xr} = 0{,}00$ kNm, $M_{yr} = -32{,}68$ kNm.

Mimośrody siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0{,}16$ m, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0{,}00$ m.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$M_{Sd} = (2 \cdot q_2 + q_s) \cdot B \cdot s^2/6 = (2 \cdot 251+154) \cdot 1{,}20 \cdot 0{,}27/6 = 35$ kNm.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 1{,}7$ cm^2.

Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 5{,}7$ cm^2.

$A_s = 1{,}7$ cm^2 $< A_{Rs} = 5{,}7$ cm^2.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

9.5. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku y

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 198$ kN, momenty: $M_{xr} = 0{,}00$ kNm, $M_{yr} = -32{,}68$ kNm.

Mimośrody siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0{,}16$ m, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0{,}00$ m.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$M_{Sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot B \cdot s^2/6 = (2 \cdot 138+138) \cdot 1{,}20 \cdot 0{,}25/6 = 20$ kNm.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 1{,}0$ cm^2.

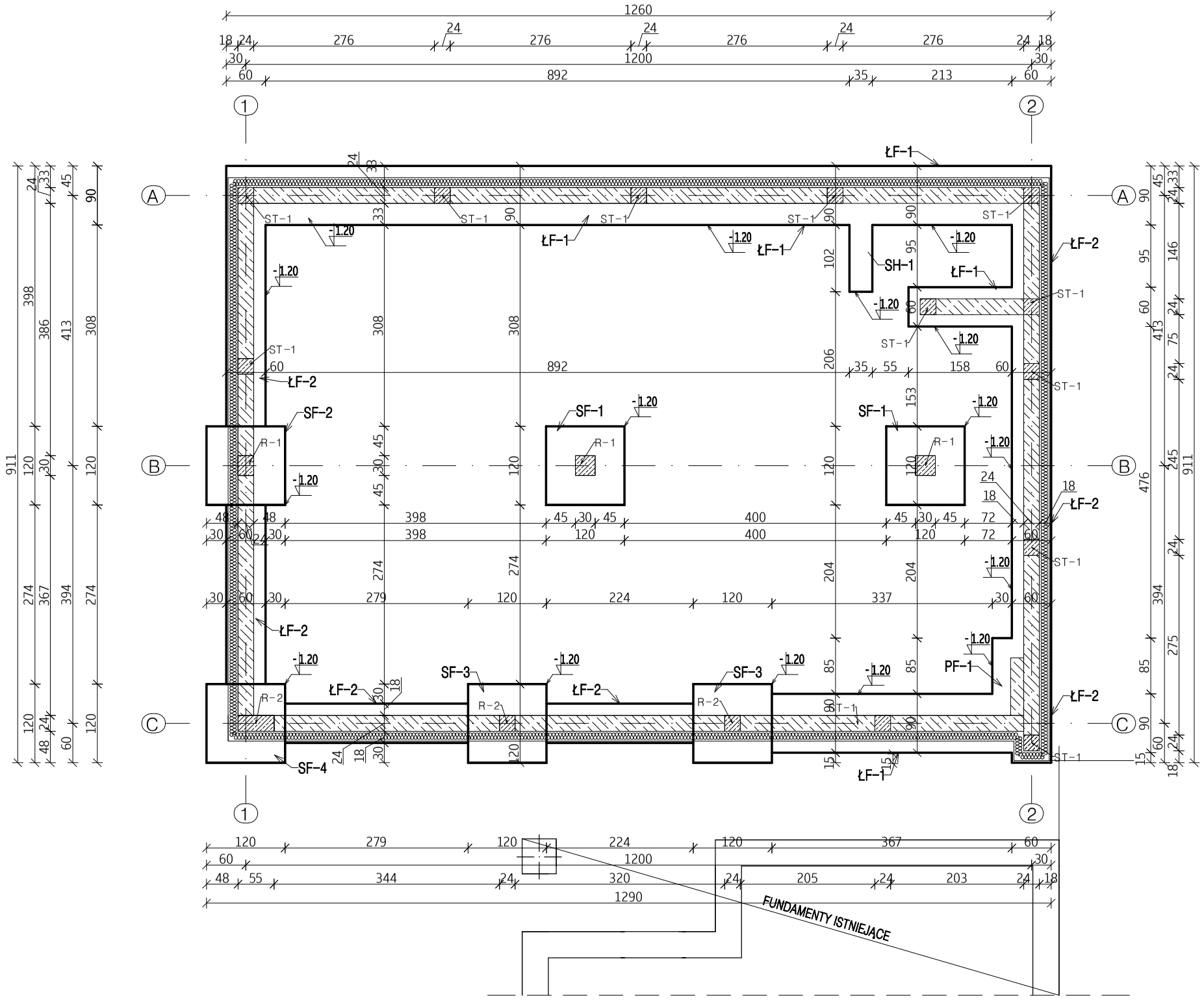
Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 5{,}7$ cm^2.

$A_s = 1{,}0$ cm^2 $< A_{Rs} = 5{,}7$ cm^2.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

III. CZĘŚĆ GRAFICZNA

RZUT FUNDAMENTÓW
1:75



UWAGI:

1. FUNDAMENTY ZAPROJEKTOWANO NA GRUNTACH NIESPOISTYCH , PIASKI DROBNE ID=0,30.
2. W PRZYPADKU NATRAFIENIA W POZIOMIE POSADOWIENIA NA NASYPY LUB GRUNTY SŁABSZE, NALEŻY WYBRAĆ JE I UZUPEŁNIĆ CHUDYM BETONEM.
3. FUNDAMENT POSADOWIĆ NA WARSTWIE CHUDEGO BETONU MIN 10cm.
4. PRACE FUNDAMENTOWE WYKONYWAĆ W OKRESACH SUCHYCH, A WYKOPY ZABEZPIECZYĆ PRZED ZALANIEM WODY. PRZYJĄĆ TAKI HARMONOGRAM PRAC, ABY WYKOPY BYŁY OTWARTE JAK NAJKRÓCEJ.
5. IZOLACJA POZIOMA I PIONOWA POWIERZCHNI BETONOWYCH STYKAJĄCYCH SIĘ Z GRUNTEM WG. OPISU TECHNICZNEGO.
6. Z FUNDAMENTU NALEŻY WYPUŚCIĆ PŁASKOWNIK UZIEMIAJĄCY
7. ŚCIANY FUNDAMENTOWE NA ŁAWIE WYKONAĆ Z BLOCZKÓW BETONOWYCH PEŁNYCH GR.24cm, KLASY $C^{16}/_{20}$, NA ZAPRAWIE CEMENTOWEJ KLASY M5.
8. ŁAWY FUNDAMENTOWE ŁF-1, ŁF-2, WYKONAĆ WEDŁUG RYSUNKU K-08.
9. STOPY FUNDAMENTOWE "SF-..", WYKONAĆ WEDŁUG RYSUNKU K-09 DO K-12,
10. ZBROJENIE ŁAW FUNDAMENTOWYCH "ŁF" PRZEPUŚCIĆ PRZEZ STOPY FUNDAMENTOWE "SF"
11. POSZERZENIA ŁAW FUNDAMETOWYCH "PF-1" ZAZBROIĆ DOŁEM SIATKĄ PRĘTÓW #12 O ROZSTAWIE CO 10cm.
12. Z ŁAW FUNDAMENTOWYCH "ŁF-.." WYPUŚCIĆ PĘTY STARTOWE DO TRZPIENI "ST-1" WEDŁUG RYSUNKU K-13.

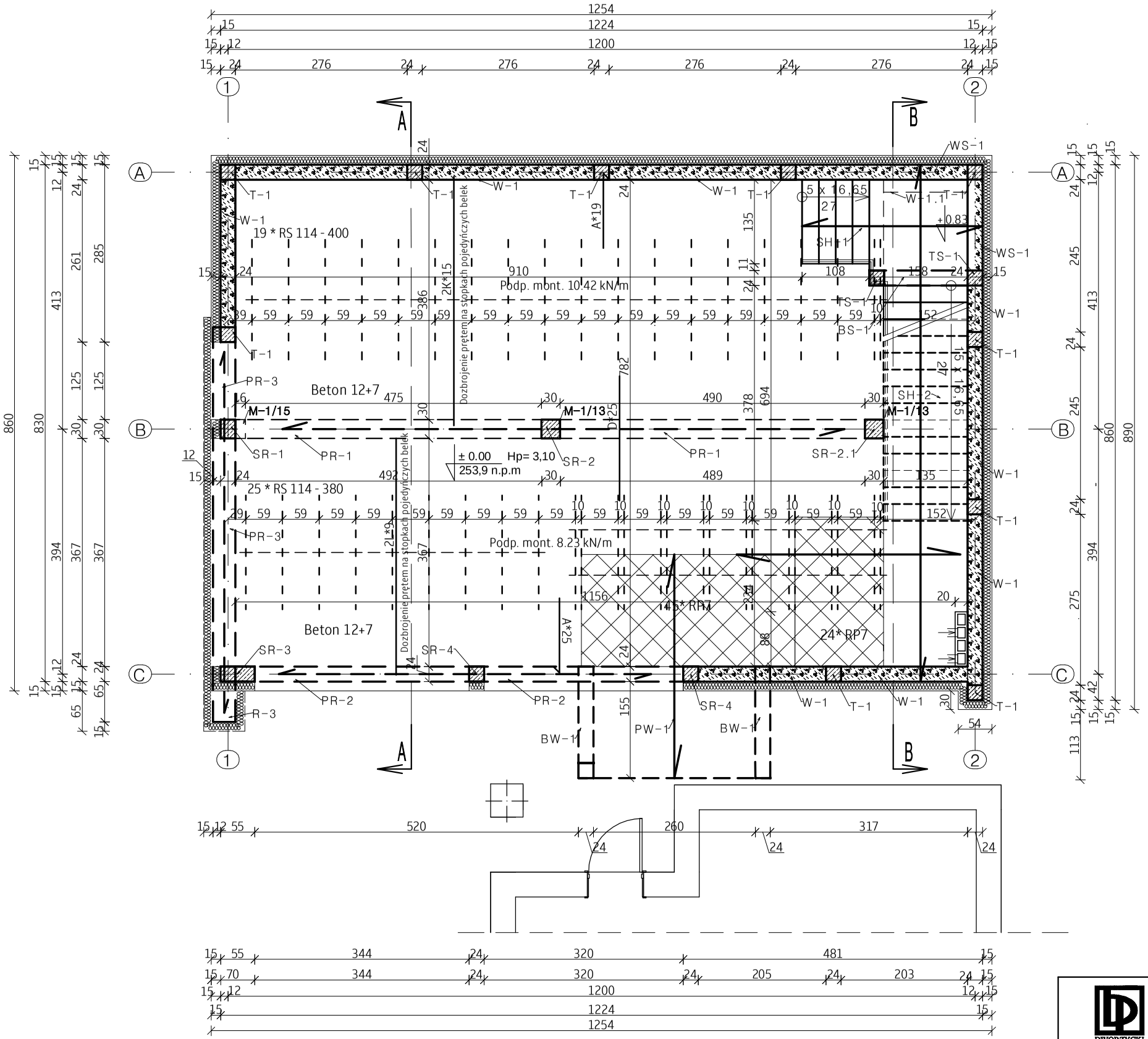
BETON KONSTR. C 20/25
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

DWORZYCKI

B I U R O P R O J E K T O W E J A N D W O R Z Y C K I
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22–442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22–400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	RZUT FUNDAMENTÓW		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 75
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-01

RZUT PARTERU
– UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH
1:75

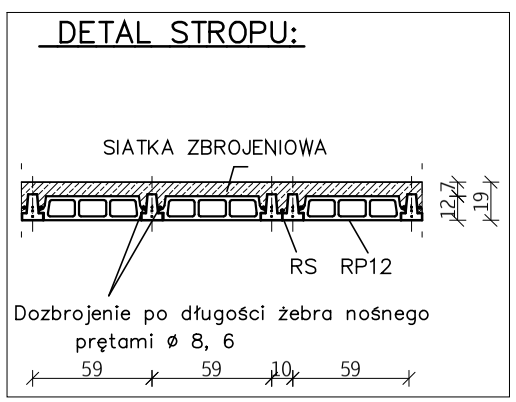


UWAGI:

1. SCHODY SH-1; GRUBOŚĆ PŁYTY 16cm; ZBROJONE PODŁUZNIE PRETAMI #12 W ROZSTAWIE CO 10cm, CO DRUGI PRĘT ODGIĘTY NAD PODPORAMI, PRĘTY ROZDZIELCZE #6 CO 25cm. OPARCIE SCHODÓW NA ŚCIANIE ZA POMOCĄ WIEŃCA WS-1.
2. SCHODY SH-2; GRUBOŚĆ PŁYTY 19cm; ZBROJONE PODŁUZNIE PRETAMI #16 W ROZSTAWIE CO 10cm, CO DRUGI PRĘT ODGIĘTY NAD PODPORAMI, PRĘTY ROZDZIELCZE #6 CO 25cm. OPARCIE SCHODÓW NA ŚCIANIE ZA POMOCĄ WIEŃCA WS-1.
3. TRZPIEŃ T-1; 24x24cm; ZBROJENIE PODŁUŻNE 4#12, STRZEMIONA# 6 CO 15cm NA CAŁEJ ROZPIETOŚCI.
4. TRZPIEŃ TS-1; 24x24cm; ZBROJENIE PODŁUŻNE 4#12, STRZEMIONA# 6 CO 15cm NA CAŁEJ ROZPIETOŚCI.
5. BELKA SCHODOWA BS-1; 24x40cm; ZBROJONA PODŁUŻNIE GÓRĄ I DOŁE 4 #16, STRZEMIONA #8 CO 10cm, ZBROJENIE BELKI POŁĄCZYĆ ZE ZBROJENIEM TRZPIENI TS-1.
6. BELKA WSPORNIKOWA BW-1; 24x38cm; ZBROJONA PODŁUŻNIE GÓRĄ I DOŁE 4 #16, STRZEMIONA #8 CO 10cm, ZBROJENIE BELKI PRZEPUŚCIĆ PRZEZ WIENIEC W-1 I ZAKTOWIĆ W STROPIE GĘSTOŻEBROWYM.
7. SŁUP SR-1; 24x30cm, ZBROJONY PODŁUŻNIE 10#16, STRZEMIONA #6 CO 15cm.
8. SŁUP SR-2; 30x30cm, ZBROJONY PODŁUŻNIE 12#16, STRZEMIONA #6 CO 15cm.
9. SŁUP SR-2.1; 30x30cm, ZBROJONY PODŁUŻNIE 8#16, STRZEMIONA #6 CO 15cm.
10. PODCIĄG PR-1 ; 30x59cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE DOŁEM 6 # 16, GÓRĄ 7 # 12, STRZEMIONA #8 CO 10 cm NA DOCINKU 140 cm OD PODPÓR NA POZOSTAŁEJ ROZPIĘTOŚCI CO 18cm , DWA PĘTY DOLNE ODGIĘTE PRZY PODPORACH, PODCIĄG POŁĄCZYĆ ZE ZBROJENIEM SŁUPA SR-1, SR-2, SR-2.1. W PODCIĄGU UMIEŚCIĆ MARKI STALOWE M-13, M-14
11. SŁUP SR-3; 55x24cm, ZBROJONY PODŁUŻNIE 10#12, STRZEMIONA CZTEROCIĘTE #6 CO 15cm.
12. SŁUP SR-4; 24x30cm, ZBROJONY PODŁUŻNIE 8#16, STRZEMIONA #6 CO 15cm.
13. PODCIĄG PR-2 ; 24x59cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE DOŁEM 4 # 16, GÓRĄ 4 # 12, STRZEMIONA #8 CO 10 cm NA DOCINKU 140 cm OD PODPÓR NA POZOSTAŁEJ ROZPIETOŚCI CO 18cm , JEDEN PĘTY DOLNY ODGIĘTE PRZY PODPORACH, PODCIĄG POŁĄCZYĆ ZE ZBROJENIEM SŁUPA SR-3, SR-4.
14. PODCIĄG PR-3 ; 36x59cm; ZBROJONY PODŁUZNIE DOŁEM 4 # 12, GÓRĄ 4 # 12, STRZEMIONA #6 CO 10 cm NA DOCINKU 140 cm OD PODPÓR NA POZOSTAŁEJ ORZPIETOŚCI CO 18cm , PODCIĄG POŁĄCZYĆ ZE ZBROJENIEM SŁUPA SR-1, SR-2, SR-2.1.
15. WIENIEC ŻELBETOWY W-1; 24x29cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 4#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm.
16. WIENIEC ŻELBETOWY W-1.1; 24x29cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 6#12, STRZEMIONA #8 CO 10cm.
17. PŁYTA WSPORNIKOWA PW-1; GRUBOŚCI 15cm; ZBROJONA GÓRĄ PRĘTAMI #12 CO 10cm, PRĘTY ROZDZIELCZE #12 CO 10cm ZAKOTWIONE W BELCE WSPORNIKOWEJ BW-1. ZBROJENIE GÓRNE ZAKOTWIĆ W STROPIE GĘSTOŻEBROWYM.
18. OTWORY W PŁYCIE SCHODOWEJ SH-2 DOZBROIĆ 4 #12.

BETON KONSTR. C 20/25
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 30mm

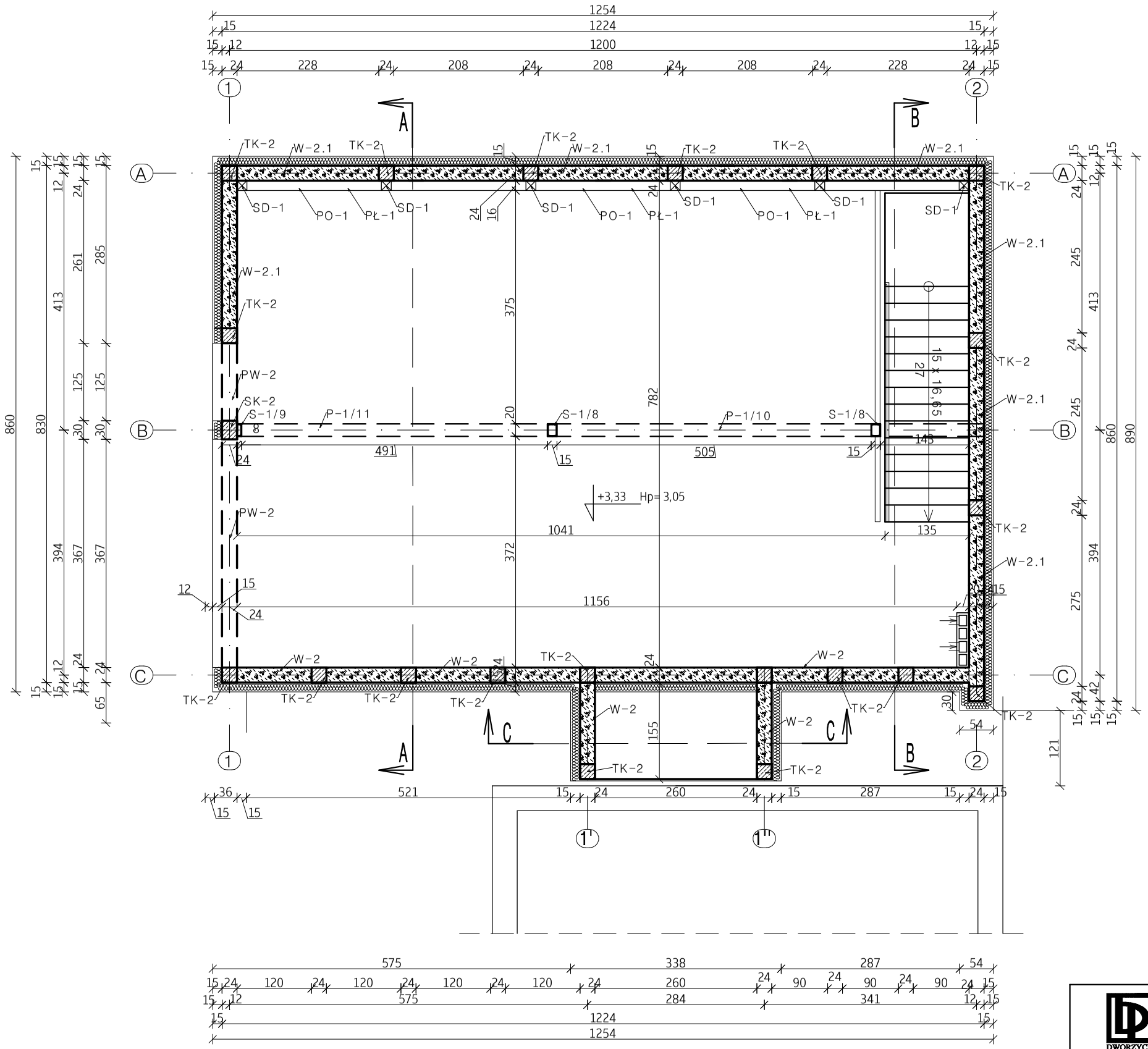
DETAL STROPU:



BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22–442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22–400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	RZUT PARTERU – UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 75
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-02

RZUT PODDASZA
-UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH
1:75



UWAGI:

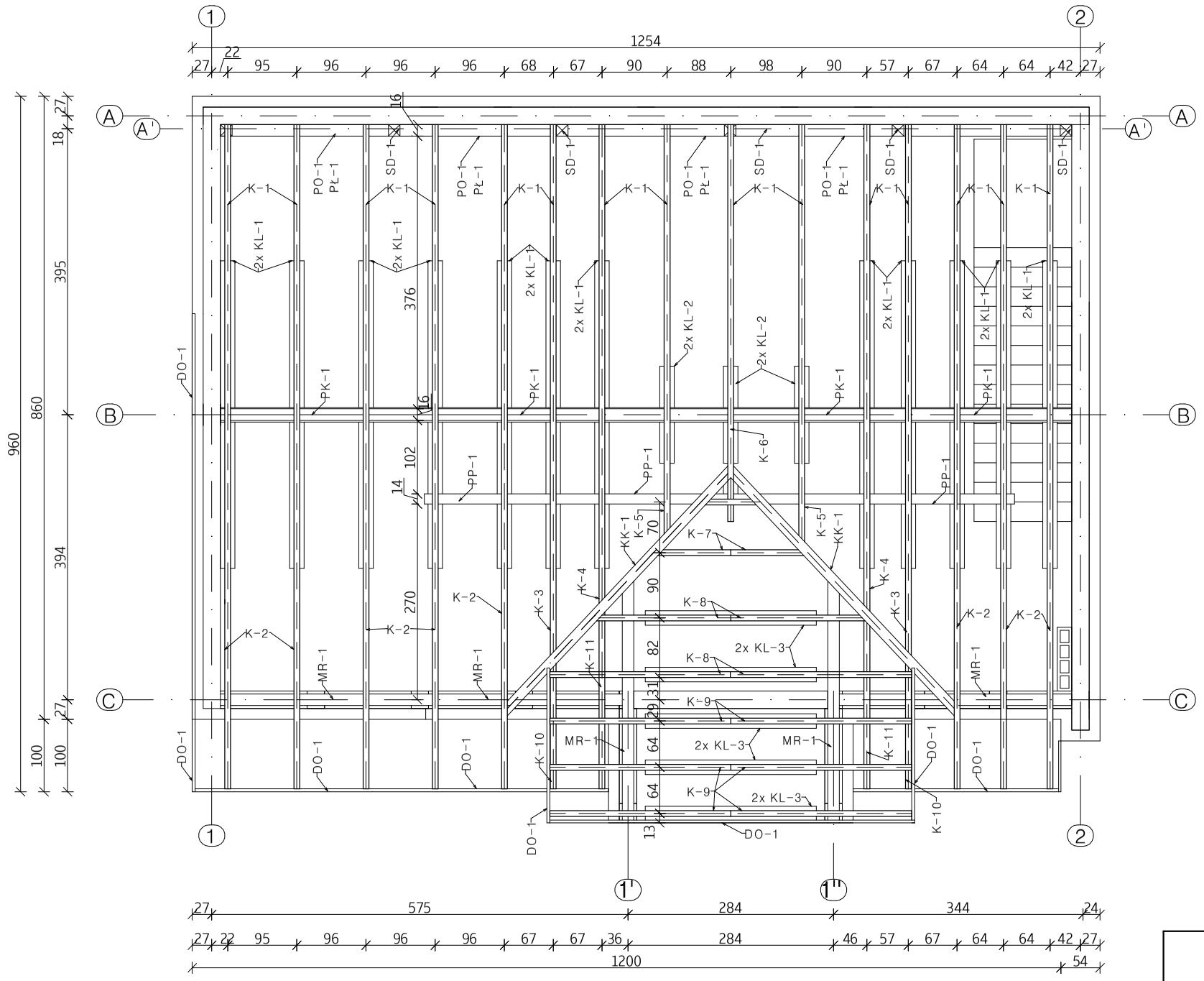
1. TRZPIEŃ TK-2; 24x24cm; ZBROJENIE PODŁUŻNE 4#12, STRZEMIONA# 6 CO 15cm NA CAŁEJ ROZPIETOŚCI.
2. SŁUP SK-2; 24x30cm, ZBROJONY PODŁUZNIE 8#12, STRZEMIONA #6 CO 15cm.
3. PODCIĄG PW-2 ; 24x50cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE DOŁEM 4 # 16, GÓRĄ 4 # 12, STRZEMIONA #6 CO 10 cm NA DOCINKU 140 cm OD PODPÓR, NA POZOSTAŁEJ ROZPIETOŚCI CO 18cm, PODCIĄG POŁĄCZYĆ ZE ZBROJENIEM SŁUPA TK-2, SK-2.
4. WIENIEC ŻELBETOWY W-2; 24x24cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 4#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm W WIEŃCU UMIEŚCIĆ SZPILKI M16 W ROZSTAWIE CO 80cm.
5. WIENIEC ŻELBETOWY W-2.1; 24x20cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 6#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm.
6. SŁUP STALOWY S-1/8 O PRZEKROJU 2xC200.
7. SŁUP STALOWY S-1/9 O PRZEKROJU C200.
8. PŁATEW STALOWA P-1/10, P-1/11 O PRZEKROJU HEB 200
9. PODWALINA DREWNIANA PO-1 O PRZEKROJU 16x16cm, DREWNO C24.
10. PŁATEW DREWNIANA PŁ-1 O PRZEKROJU 16x16cm, DREWNO C24.
11. SŁUPEK DREWNIANY SD-1 O PRZEKROJU 16x16cm, DREWNO C24

BETON KONSTR. C 20/25
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 30mm
STAL PROFILOWA S235JR
ELEKTRODA EA 146
DREWNO C24

BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	RZUT PODDASZA - UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 75
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-03

RZUT WIĘŹBY DACHOWEJ
1:75



DREWNO C24

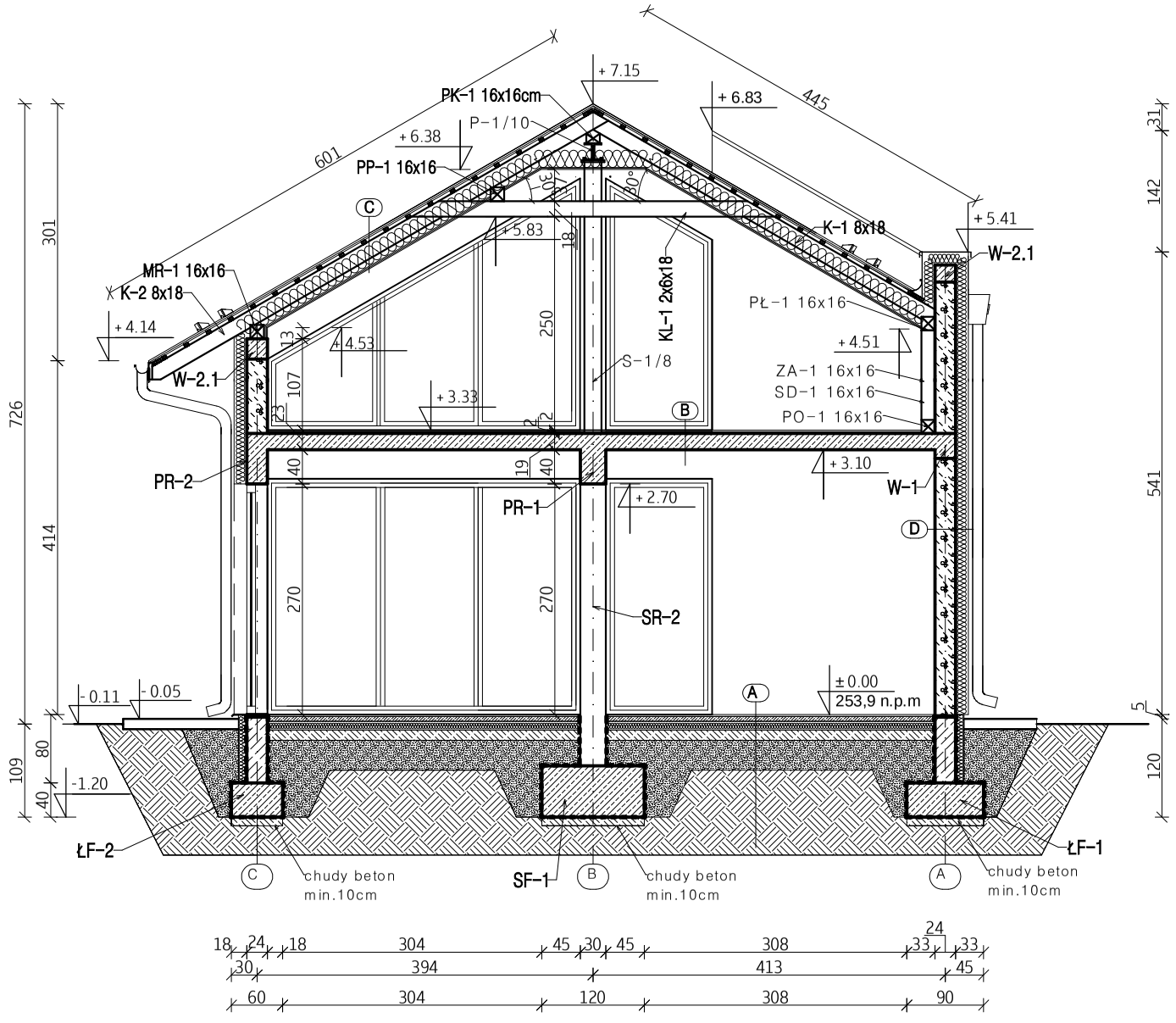
ZESTAWIENIE MATERIAŁÓW DLA WIĘŹBY DACHOWEJ					
SYMBOL	RODZAJ	PRZEKRÓJ [cm]	DŁUGOŚĆ [m]	ILOŚĆ [szt.]	OBJĘTOŚĆ [m^3]
K-1	KROKIEW	8x18	5,42	15	1,17
K-2	KROKIEW	8x18	7,04	8	0,81
K-3	KROKIEW	8x18	4,81	2	0,14
K-4	KROKIEW	8x18	3,97	2	0,11
K-5	KROKIEW	8x18	2,76	2	0,08
K-6	KROKIEW	8x18	2,12	1	0,03
K-7	KROKIEW	8x18	1,49	2	0,04
K-8	KROKIEW	8x18	2,77	2	0,08
K-9	KROKIEW	8x18	3,38	8	0,39
K-10	KROKIEW	8x18	2,61	2	0,08
K-11	KROKIEW	8x18	3,57	2	0,1
KL-1	KLESZCZE	6x18	4,97	24	1,29
KL-2	KLESZCZE	6x18	1,57	6	0,14
KL-3	KLESZCZE	6x18	2,76	10	0,4
KK-1	KROKIEW KOSZOWA	14x18	6,27	2	0,25
PK-1	PŁATEW KALENICOWA	16x16	13,76	1	0,35
PP-1	PŁATEW	16x16	9,54	1	0,14
MR-1	MURŁATA	16x16	32,93	1	0,47
DO-1	DESKA OKAPOWA	4x18	33,37	1	0,24
KO-1	KONTRŁATA	2,5x8	252,89	1	0,51
ŁA-1	ŁATY	4x5	768,92	1	1,54
PO-1	PODWALINA	16x16	13,52	1	0,35
PŁ-1	PŁATEW	16x16	13,52	1	0,35
SD-1	SŁUPEK	16x16	1,67	6	0,26
ZA-1	ZASTRZAŁ DO RAMY	16x16	2,19	10	0,56
RZAEM					9,88

DWORZYCKI

B I U R O P R O J E K T O W E J A N D W O R Z Y C K I
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	RZUT WIĘŹBY DACHOWEJ		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 75
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-04

PRZEKRÓJ A-A
- UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH
1:75



UWAGI:

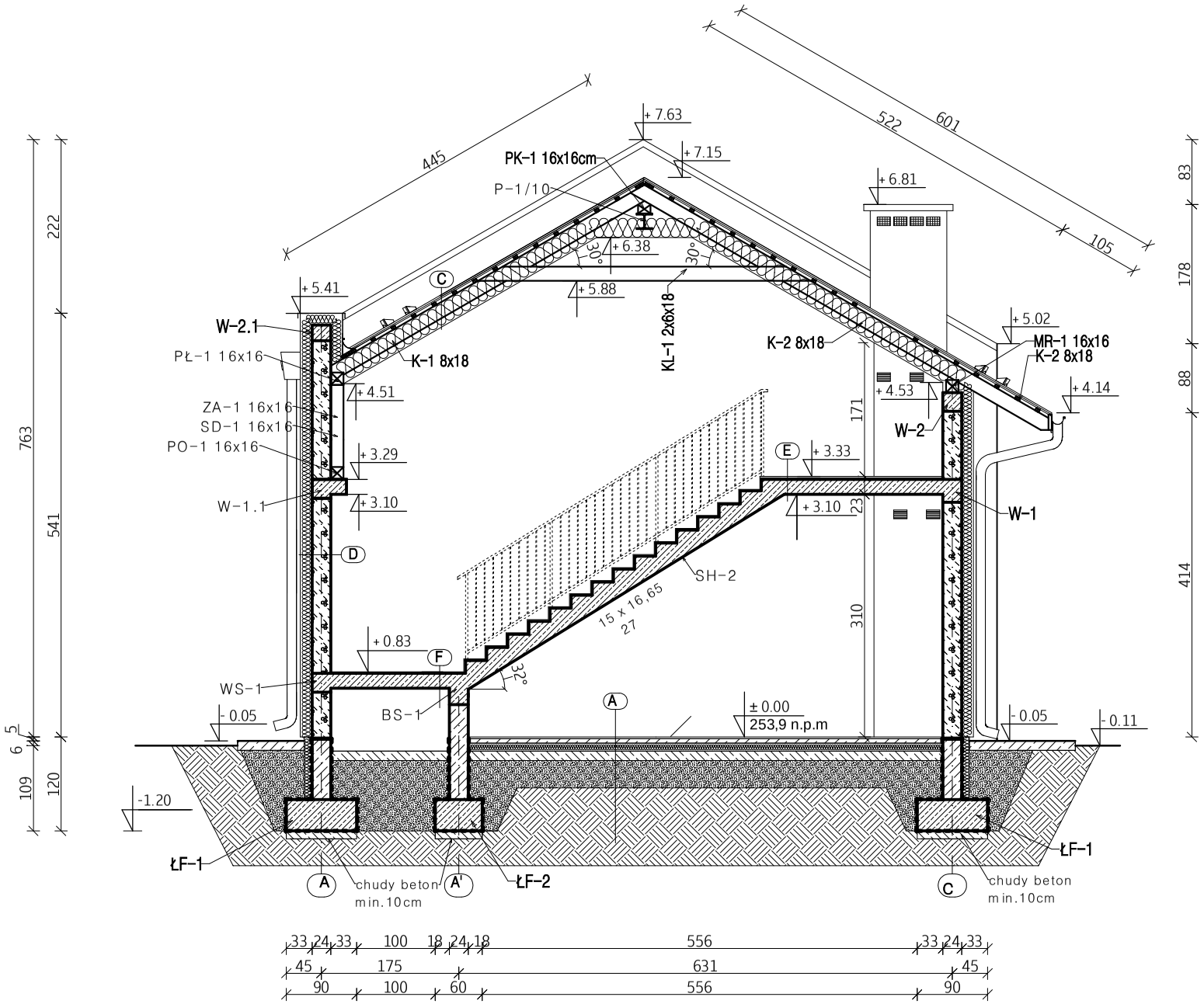
1. FUNDAMENTY ZAPROJEKTOWANO NA GRUNTACH NIESPOISTYCH , PIASKI DROBNE ID=0,30.
2. W PRZYPADKU NATRAFIENIA W POZIOMIE POSADOWIENIA NA NASYPY LUB GRUNTY SŁABSZE, NALEŻY WYBRAĆ JE I UZUPEŁNIĆ CHUDYM BETONEM.
3. FUNDAMENT POSADOWIĆ NA WARSTWIE CHUDEGO BETONU MIN 10cm.
4. PRACE FUNDAMENTOWE WYKONYWAĆ W OKRESACH SUCHYCH, A WYKOPY ZABEZPIECZYĆ PRZED ZALANIEM WODY. PRZYJĄĆ TAKI HARMONOGRAM PRAC, ABY WYKOPY BYŁY OTWARTE JAK NAJKRÓCEJ.
5. IZOLACJA POZIOMA I PIONOWA POWIERZCHNI BETONOWYCH STYKAJĄCYCH SIĘ Z GRUNTEM WG. OPISU TECHNICZNEGO.
6. Z FUNDAMENTU NALEŻY WYPUŚCIĆ PŁASKOWNIK UZIEMIAJĄCY
7. ŚCIANY FUNDAMENTOWE NA ŁAWIE WYKONAĆ Z BLOCZKÓW BETONOWYCH PEŁNYCH GR.24cm, KLASY $C^{16}/_{20}$, NA ZAPRAWIE CEMENTOWEJ KLASY M5.
8. ŁAWY FUNDAMENTOWE ŁF-1, ŁF-2, WYKONAĆ WEDŁUG RYSUNKU K-08.
9. STOPY FUNDAMENTOWE "SF-..", WYKONAĆ WEDŁUG RYSUNKU K-09 DO K-12,
10. ZBROJENIE ŁAW FUNDAMENTOWYCH "ŁF" PRZEPUŚCIĆ PRZEZ STOPY FUNDAMENTOWE "SF"
11. SŁUP SR-2; 30x30cm, ZBROJONY PODŁUŻNIE 12#16, STRZEMIONA #6 CO 15cm.
12. PODCIĄG PR-1 ; 30x59cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE DOŁEM 6 # 16, GÓRĄ 7 # 12, STRZEMIONA #8 CO 10 cm NA DOCINKU 140 cm OD PODPÓR NA POZOSTAŁEJ ROZPIĘTOŚCI CO 18cm , DWA PĘTY DOLNE ODGIĘTE PRZY PODPORACH, PODCIĄG POŁĄCZYĆ ZE Z BROJENIEM SŁUPA SR-1, SR-2, SR-2.1. W PODCIĄGU UMIEŚCIĆ MARKI STALOWE M-13, M-14
13. PODCIĄG PR-2 ; 24x59cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE DOŁEM 4 # 16, GÓRĄ 4 # 12, STRZEMIONA #8 CO 10 cm NA DOCINKU 140 cm OD PODPÓR NA POZOSTAŁEJ ROZPIETOŚCI CO 18cm , JEDEN PĘTY DOLNY ODGIĘTE PRZY PODPORACH, PODCIĄG POŁĄCZYĆ ZE ZBROJENIEM SŁUPA SR-3, SR-4.
14. WIENIEC ŻELBETOWY W-1; 24x29cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 4#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm.
15. WIENIEC ŻELBETOWY W-2; 24x24cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 4#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm W WIEŃCU UMIEŚCIĆ SZPILKI M16 W ROZSTAWIE CO 80cm.
16. WIENIEC ŻELBETOWY W-2.1; 24x20cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 6#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm.
17. SŁUP STALOWY S-1/8 O PRKZROJU 2xC200.
18. SŁUP STALOWY S-1/9 O PRZKROJU C200.
19. PŁATEW STALOWA P-1/10, P-1/11 O PRZEKROJU HEB 200.

BETON KONSTR. C 20/25
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
STAL PROFILOWA S235JR
ELEKTRODA EA 146
DREWNO C24

BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	PRZEKRÓJ A-A - UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 75
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-05

PRZEKRÓJ B-B
- UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH
1:75



UWAGI:

1. FUNDAMENTY ZAPROJEKTOWANO NA GRUNTACH NIESPOISTYCH , PIASKI DROBNE ID=0,30.
2. W PRZYPADKU NATRAFIENIA W POZIOMIE POSADOWIENIA NA NASYPY LUB GRUNTY SŁABSZE, NALEŻY WYBRAĆ JE I UZUPEŁNIĆ CHUDYM BETONEM.
3. FUNDAMENT POSADOWIĆ NA WARSTWIE CHUDEGO BETONU MIN 10cm.
4. PRACE FUNDAMENTOWE WYKONYWAĆ W OKRESACH SUCHYCH, A WYKOPY ZABEZPIECZYĆ PRZED ZALANIEM WODY. PRZYJĄĆ TAKI HARMONOGRAM PRAC, ABY WYKOPY BYŁY OTWARTE JAK NAJKRÓCEJ.
5. IZOLACJA POZIOMA I PIONOWA POWIERZCHNI BETONOWYCH STYKAJĄCYCH SIĘ Z GRUNTEM WG. OPISU TECHNICZNEGO.
6. Z FUNDAMENTU NALEŻY WYPUŚCIĆ PŁASKOWNIK UZIEMIAJĄCY
7. ŚCIANY FUNDAMENTOWE NA ŁAWIE WYKONAĆ Z BLOCZKÓW BETONOWYCH PEŁNYCH GR.24cm, KLASY $C^{16}/_{20}$, NA ZAPRAWIE CEMENTOWEJ KLASY M5.
8. ŁAWY FUNDAMENTOWE ŁF-1, ŁF-2, WYKONAĆ WEDŁUG RYSUNKU K-08.
9. ZBROJENIE ŁAW FUNDAMENTOWYCH "ŁF" PRZEPUŚCIĆ PRZEZ STOPY FUNDAMENTOWE "SF"
10. WIENIEC ŻELBETOWY W-1; 24x29cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 4#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm.
11. WIENIEC ŻELBETOWY W-1.1; 24x29cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 6#12, STRZEMIONA #8 CO 10cm.
12. WIENIEC ŻELBETOWY W-2; 24x24cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 4#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm W WIEŃCU UMIEŚCIĆ SZPILKI M16 W ROZSTAWIE CO 80cm.
13. WIENIEC ŻELBETOWY W-2.1; 24x20cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 6#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm.
14. PŁATEW STALOWA P-1/10, P-1/11 O PRZEKROJU HEB 200.
15. SCHODY SH-2; GRUBOŚĆ PŁYTY 19cm; ZBROJONE PODŁUŻNIE PRĘTAMI #16 W ROZSTAWIE CO 10cm, CO DRUGI PRĘT ODGIĘTY NAD PODPORAMI, PRĘTY ROZDZIELCZE #6 CO 25cm. OPARCIE SCHODÓW NA ŚCIANIE ZA POMOCĄ WIEŃCA WS-1.
16. BELKA SCHODOWA BS-1; 24x40cm; ZBROJONA PODŁUŻNIE GÓRĄ I DOŁE 4 #16, STRZEMIONA #8 CO 10cm, ZBROJENIE BELKI POŁĄCZYC ZE ZBROJENIEM TRZPIENI TS-1.

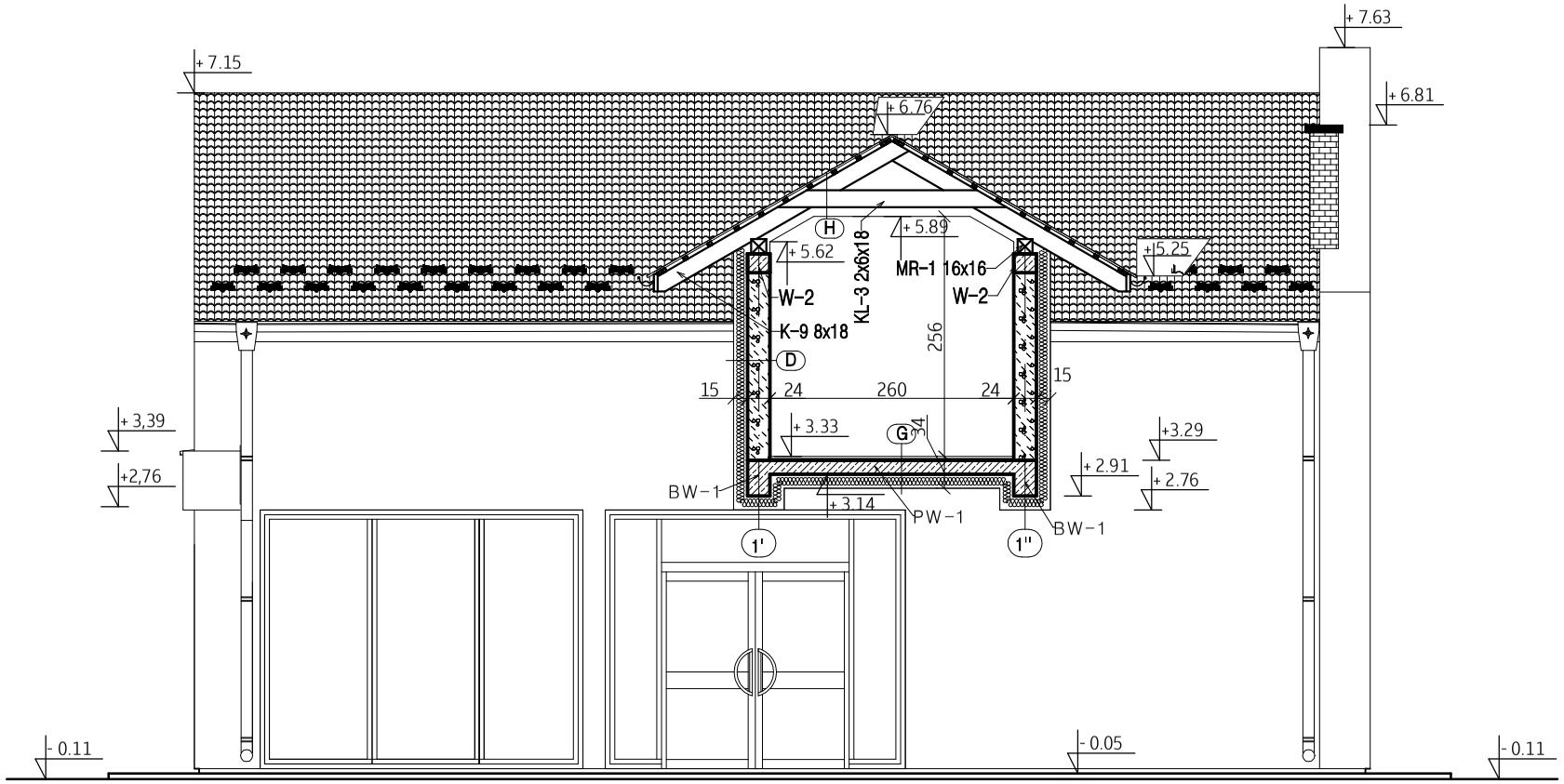
BETON KONSTR. C 20/25
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
STAL PROFILOWA S235JR
ELEKTRODA EA 146
DREWNO C24

DWORZYCKI

B I U R O P R O J E K T O W E J A N D W O R Z Y C K I
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	PRZEKRÓJ B-B - UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ OGRANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 75
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ OGRANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-06

PRZEKRÓJ C-C
-UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH
1:75



UWAGI:

1. BELKA WSPORNIKOWA BW-1; 24x38cm; ZBROJONA PODŁUŻNIE GÓEĄ I DOŁE 4 #16, STRZEMIONA #8 CO 10cm, ZBROJENIE BELKI PRZEPUŚCIĆ PRZEZ WIENIEC W-1 I ZAKTORIĆ W STROPIE GĘSTOŻEBROWYM.
2. PŁYTA WSPORNIKOWA PW-1; GRUBOŚCI 15cm; ZBROJONA GÓRĄ PRĘTAMI #12 CO 10cm, PRĘTY ROZDZIELCZE #12 CO 10cm ZAKOTWIONE W BELCE WSPORNIKOWEJ BW-1. ZBROJENIE GÓRNA ZAKOTWEIĆ W STROPIE GĘSTOŻEBROWYM.
4. WIENIEC ŻELBETOWY W-2; 24x24cm; ZBROJONY PODŁUŻNIE 4#12, STRZEMIONA #6 CO 20cm
W WIEŃCU UMIEŚCIĆ SZPILKI M16 W ROZSTAWIE CO 80cm.

BETON KONSTR. C 20/25
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 30mm
DREWNO C24

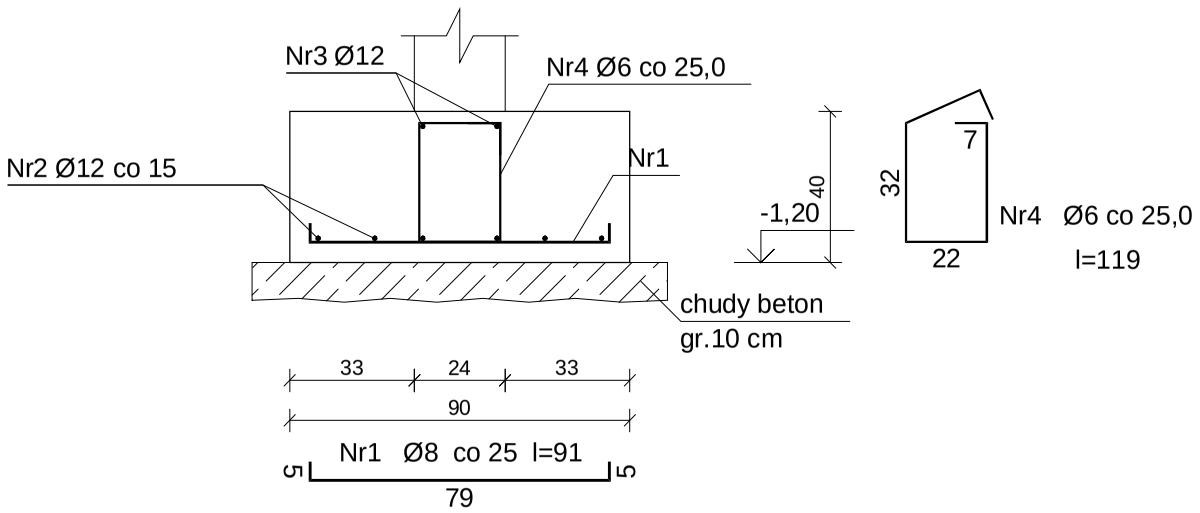
DWORZYCKI

B I U R O P R O J E K T O W E J A N D W O R Z Y C K I
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	PRZEKRÓJ C-C - UKŁAD ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 75
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-07

ŁAWY FUNDAMENTOWE "ŁF"
1:20

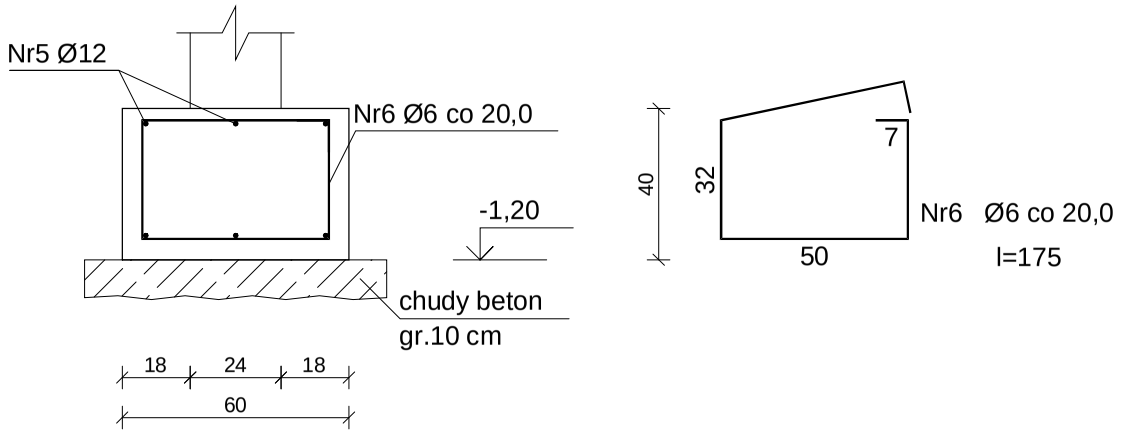
ŁAWA FUNDAMENTOWA ŁF-1



Wykaz zbrojenia

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m] RB500W Ø6	Ø8	Ø12
ŁAWA FUNDAMENTOWA ŁF-1 l = 28,07 m						
1	8	91	113		102,83	
2	12	3228	5			161,40
3	12	3228	4			129,12
4	6	119	113	134,47		
Długość całkowita wg średnic			[m]	134,5	102,9	290,52
Masa 1mb pręta			[kg/mb]	0,222	0,395	0,888
Masa prętów wg średnic			[kg]	29,9	40,6	257,98
Masa prętów wg gatunków stali			[kg]	328,48		
Masa całkowita			[kg]	329		

ŁAWA FUNDAMENTOWA ŁF-2



Wykaz zbrojenia

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m] RB500W Ø6	Ø12
ŁAWA FUNDAMENTOWA ŁF-2 l = 28,67 m					
5	12	3297	6		197,82
6	6	175	144	252,00	
Długość całkowita wg średnic			[m]	252,0	197,9
Masa 1mb pręta			[kg/mb]	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic			[kg]	55,9	175,7
Masa prętów wg gatunków stali			[kg]	231,6	
Masa całkowita			[kg]	232	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

BETON KONSTR. C 25/30
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

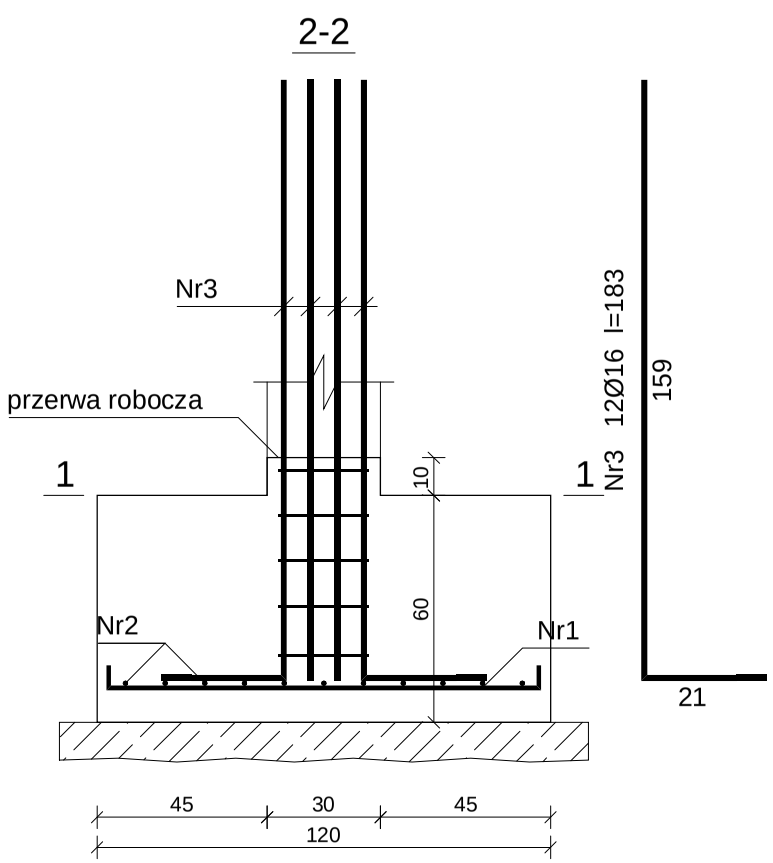
DWORZYCKI

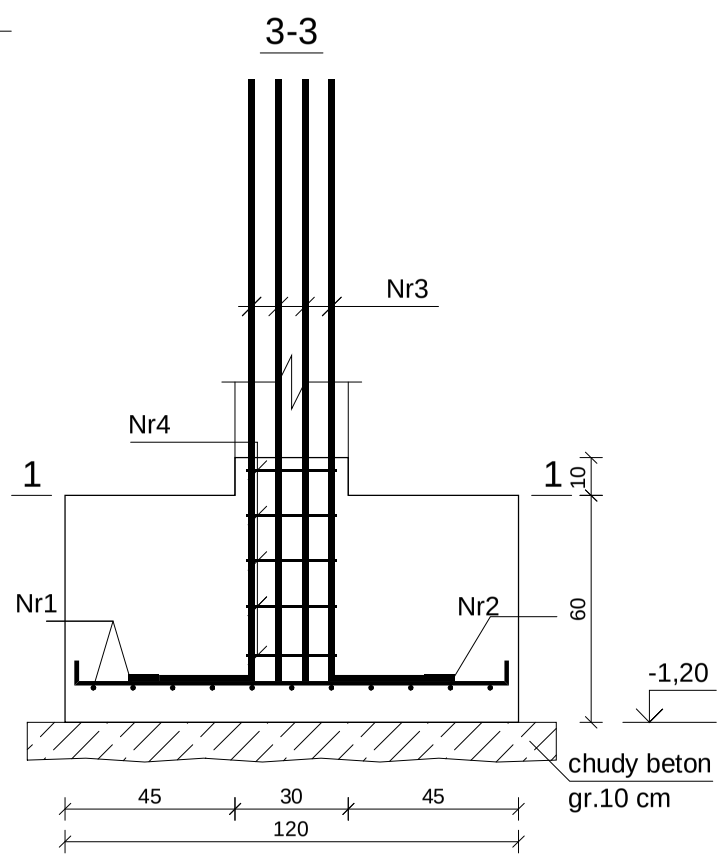
B I U R O P R O J E K T O W E J A N D W O R Z Y C K I
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22–442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22–400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	ŁAWY FUNDAMENTOWE "ŁF"		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 20
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-08

STOPA FUNDAMENTOWA SF-1
1:20

Wykonać 2 szt.

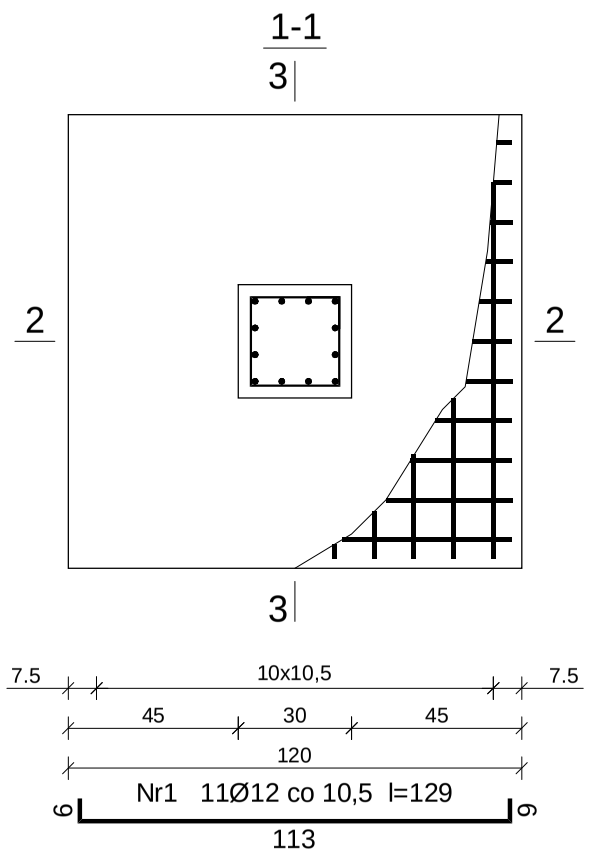


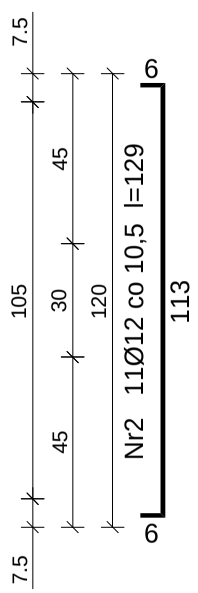


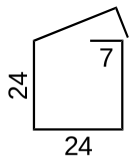
Wykaz zbrojenia

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.] prętów w 1 elemencie	elementów	całkowita prętów	Długość całkowita [m] RB500W Ø6	Ø12	Ø16
STOPA FUNDAMENTOWA SF-1 - wykonać 2 szt.								
1	12	129	11	2	22		28,38	
2	12	129	11	2	22		28,38	
3	16	183	12	2	24			43,92
4	6	107	5	2	10	10,70		
Długość całkowita wg średnic					[m]	10,7	56,8	44,0
Masa 1mb pręta					[kg/mb]	0,222	0,888	1,578
Masa prętów wg średnic					[kg]	2,4	50,4	69,4
Masa prętów wg gatunków stali					[kg]	122,2		
Masa całkowita					[kg]	123		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)







Nr4 5Ø6 co 12 i 13
l=107

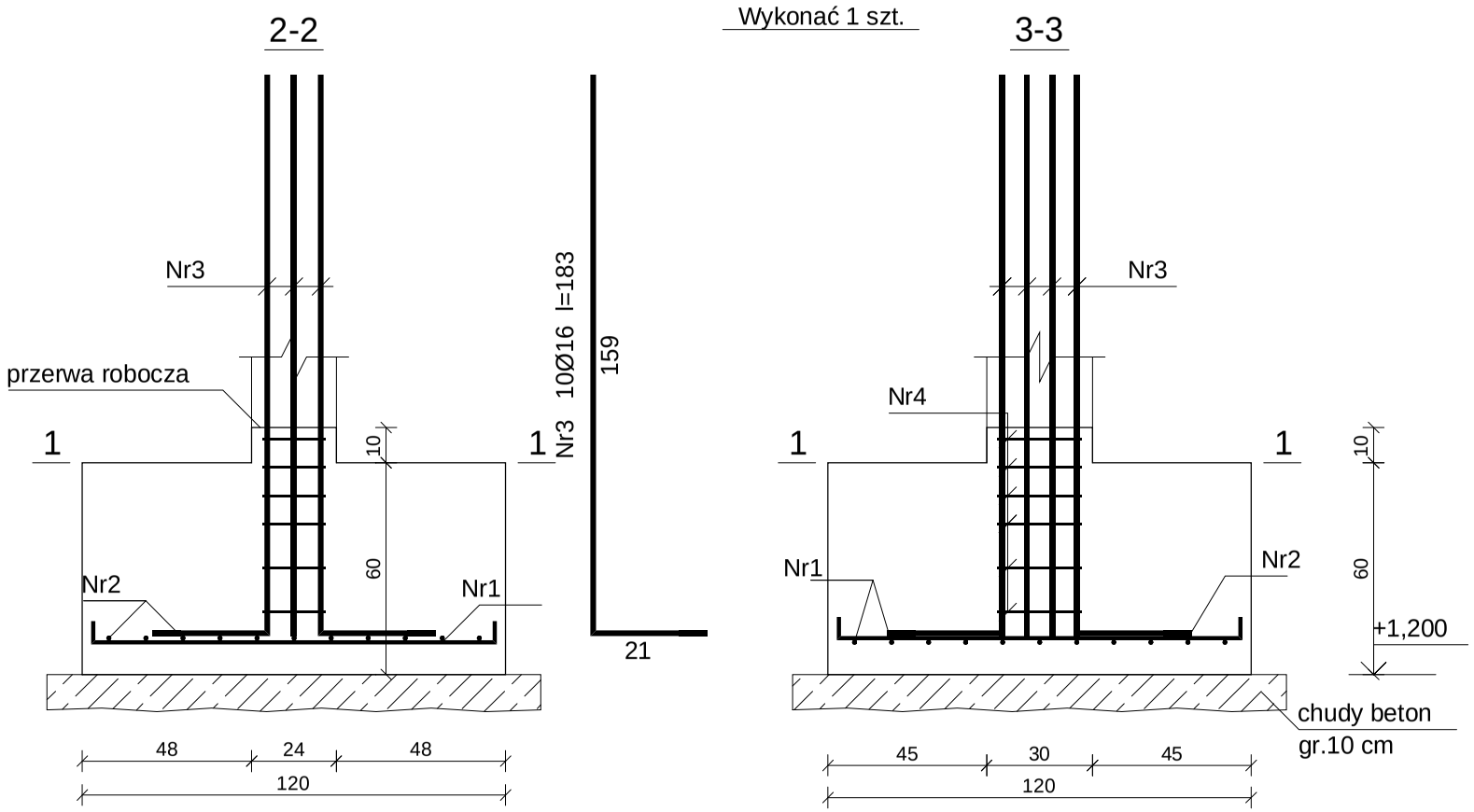
BETON KONSTR. C 25/30
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	STOPA FUNDAMENTOWA SF-1		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ OGRANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 20
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ OGRANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-09

STOPA FUNDAMENTOWA SF-2
1:20

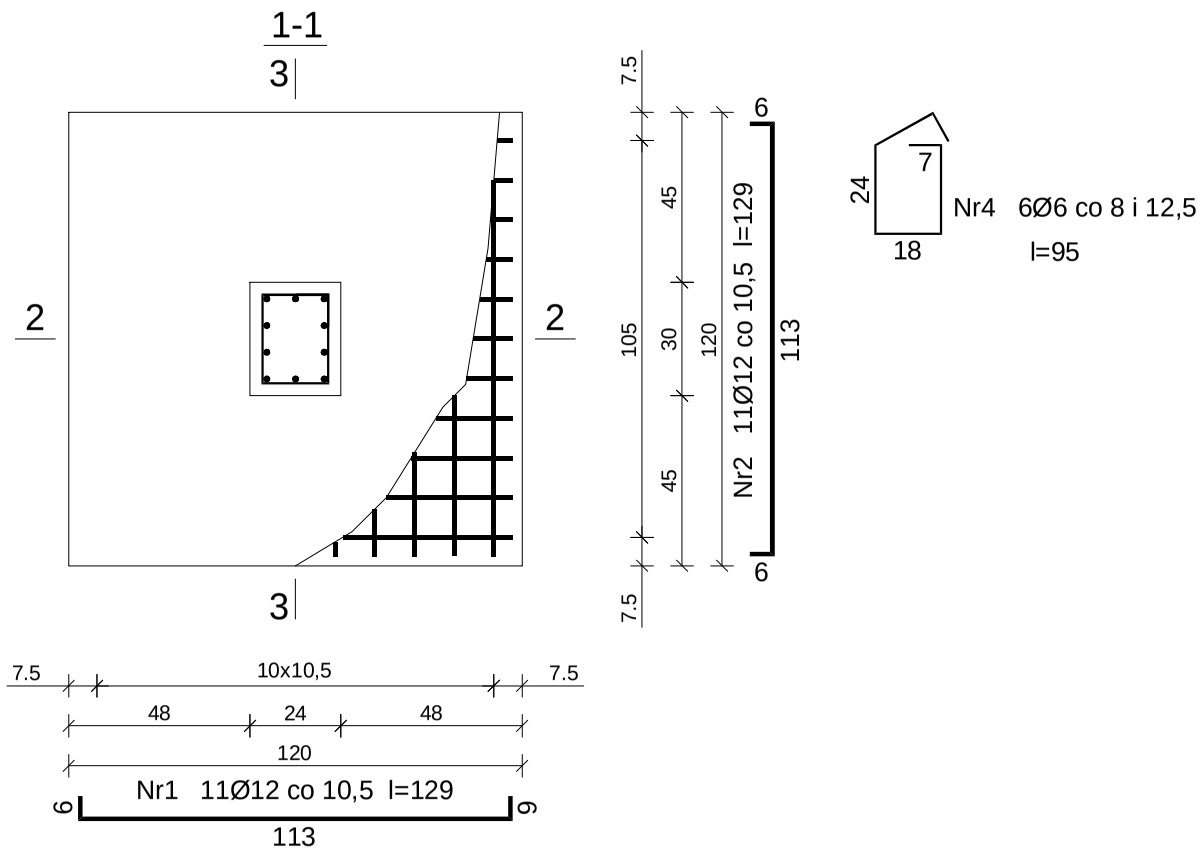
Wykonać 1 szt.



Wykaz zbrojenia

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.] prętów w 1 elemencie	elementów	całkowita prętów	Długość całkowita [m] RB500W Ø6	Ø12	Ø16
STOPA FUNDAMENTOWA SF-2 - wykonać 1 szt.								
1	12	129	11	1	11		14,19	
2	12	129	11	1	11		14,19	
3	16	183	10	1	10			18,30
4	6	95	6	1	6	5,70		
Długość całkowita wg średnic					[m]	5,8	28,4	18,4
Masa 1mb pręta					[kg/mb]	0,222	0,888	1,578
Masa prętów wg średnic					[kg]	1,3	25,2	29,0
Masa prętów wg gatunków stali					[kg]	55,5		
Masa całkowita					[kg]	56		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

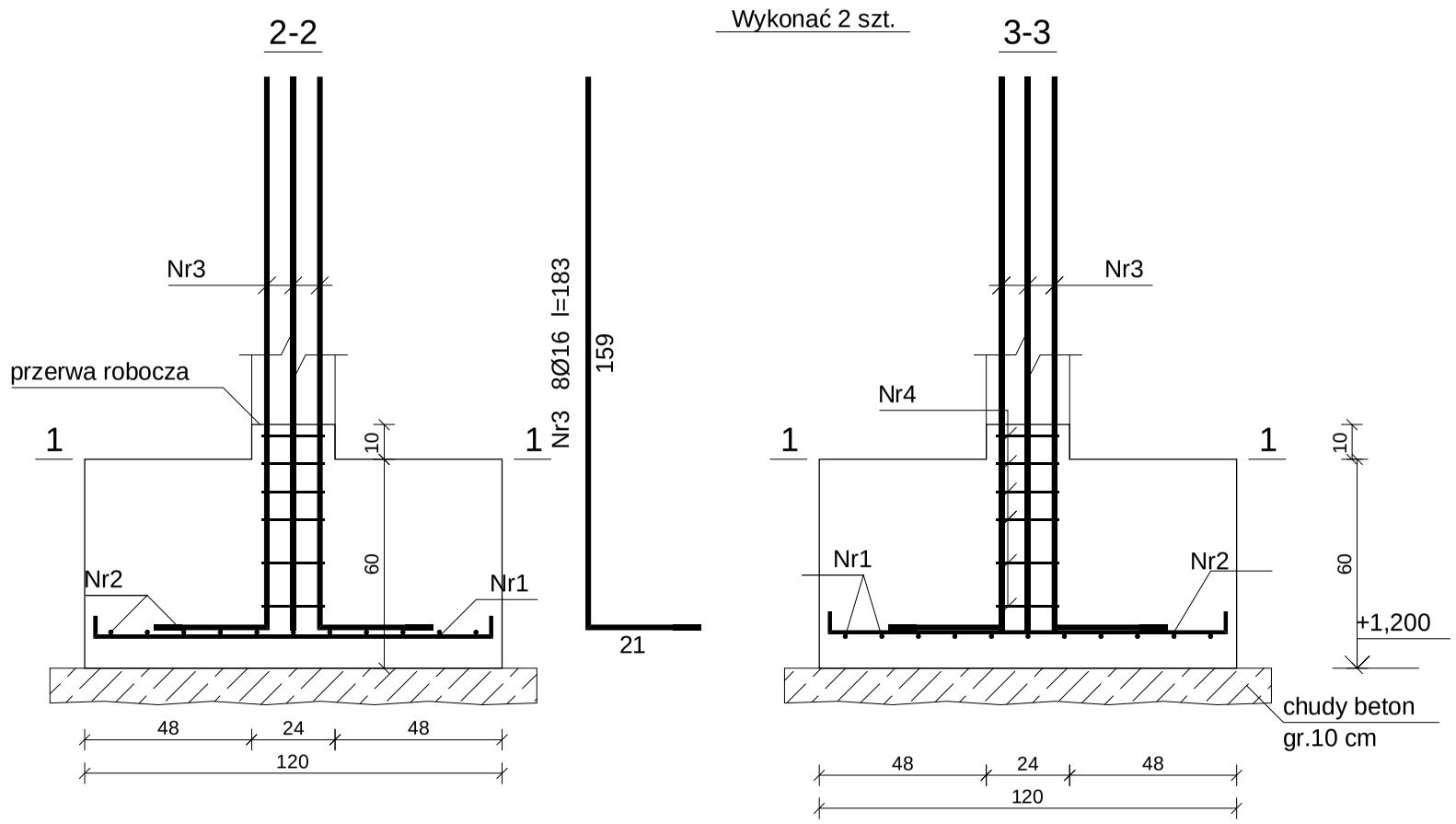


BETON KONSTR. C 20/25
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22–442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22–400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	STOPA FUNDAMENTOWA SF–2		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ OGRANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 20
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ OGRANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-10

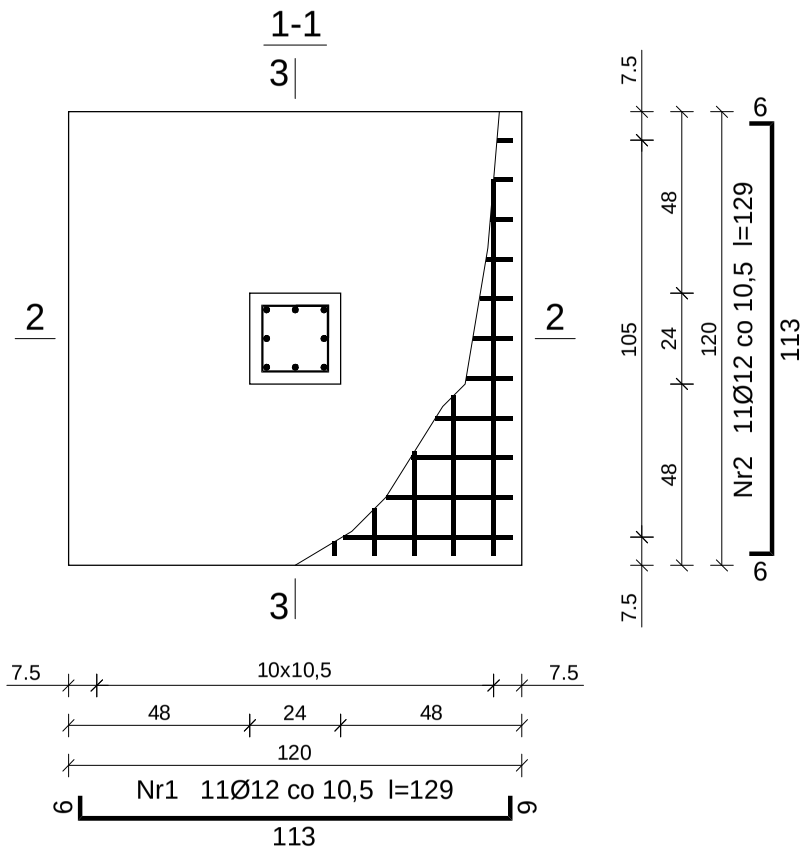
STOPA FUNDAMENTOWA SF-3
1:20

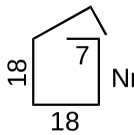


Wykaz zbrojenia

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.] prętów w 1 elemencie	elementów	całkowita prętów	Długość całkowita [m] RB500W Ø6	Ø12	Ø16
STOPA FUNDAMENTOWA SF-3 - wykonać 2 szt.								
1	12	129	11	2	22		28,38	
2	12	129	11	2	22		28,38	
3	16	183	8	2	16			29,28
4	6	83	6	2	12	9,96		
Długość całkowita wg średnic					[m]	10,0	56,8	29,3
Masa 1mb pręta					[kg/mb]	0,222	0,888	1,578
Masa prętów wg średnic					[kg]	2,2	50,4	46,2
Masa prętów wg gatunków stali					[kg]	98,8		
Masa całkowita					[kg]	99		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)





Nr4 6Ø6 co 8 i 12,5
l=83

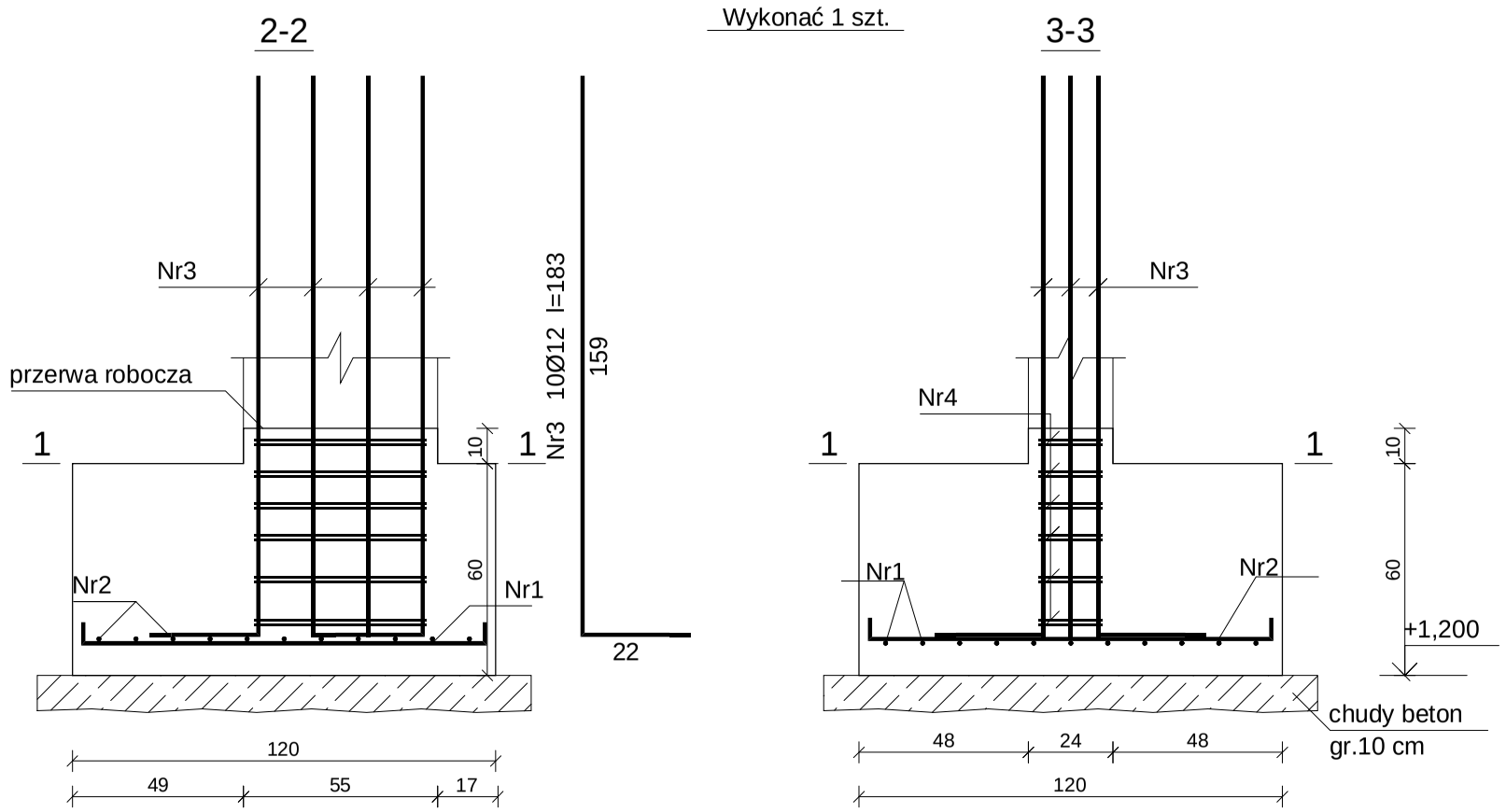
BETON KONSTR. C 20/25
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

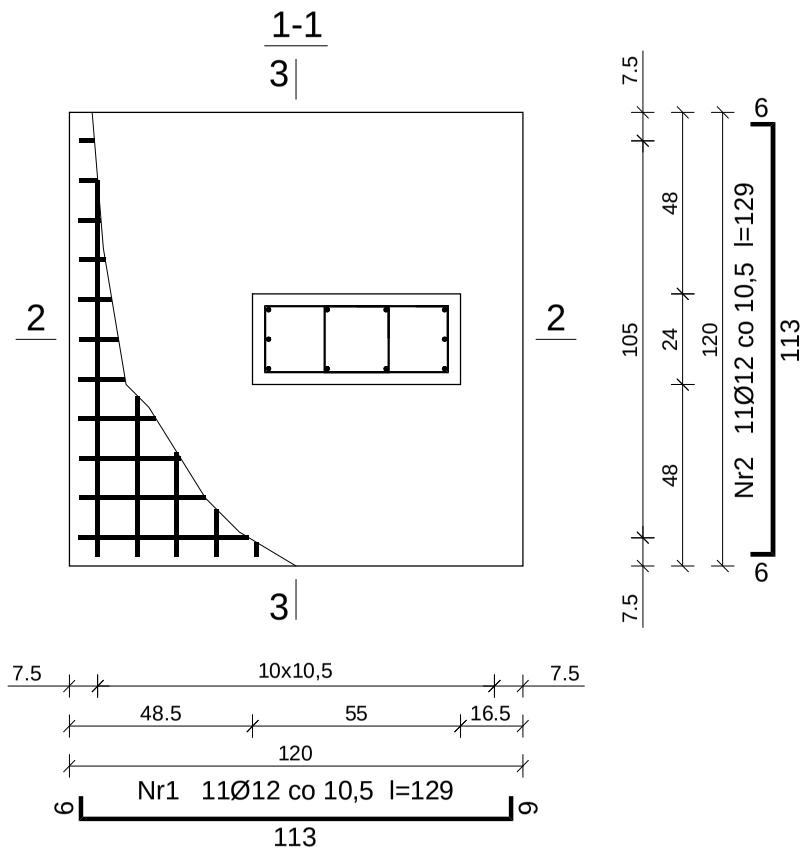
BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

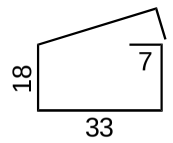
NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	STOPA FUNDAMENTOWA SF-3		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 20
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-11

STOPA FUNDAMENTOWA SF-4
1:20

Wykonać 1 szt.







Nr4 12Ø6 co 9 i 12
l=114

Wykaz zbrojenia

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.] prętów w 1 elemencie	elementów	całkowita prętów	Długość całkowita [m] RB500W Ø6	Ø12
STOPA FUNDAMENTOWA SF-4 - wykonać 1 szt.							
1	12	129	11	1	11		14,19
2	12	129	11	1	11		14,19
3	12	183	10	1	10		18,30
4	6	114	12	1	12	13,68	
Długość całkowita wg średnic					[m]	13,7	46,7
Masa 1mb pręta					[kg/mb]	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic					[kg]	3,0	41,5
Masa prętów wg gatunków stali					[kg]	44,5	
Masa całkowita					[kg]	45	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

BETON KONSTR. C 20/25
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

DWORZYCKI

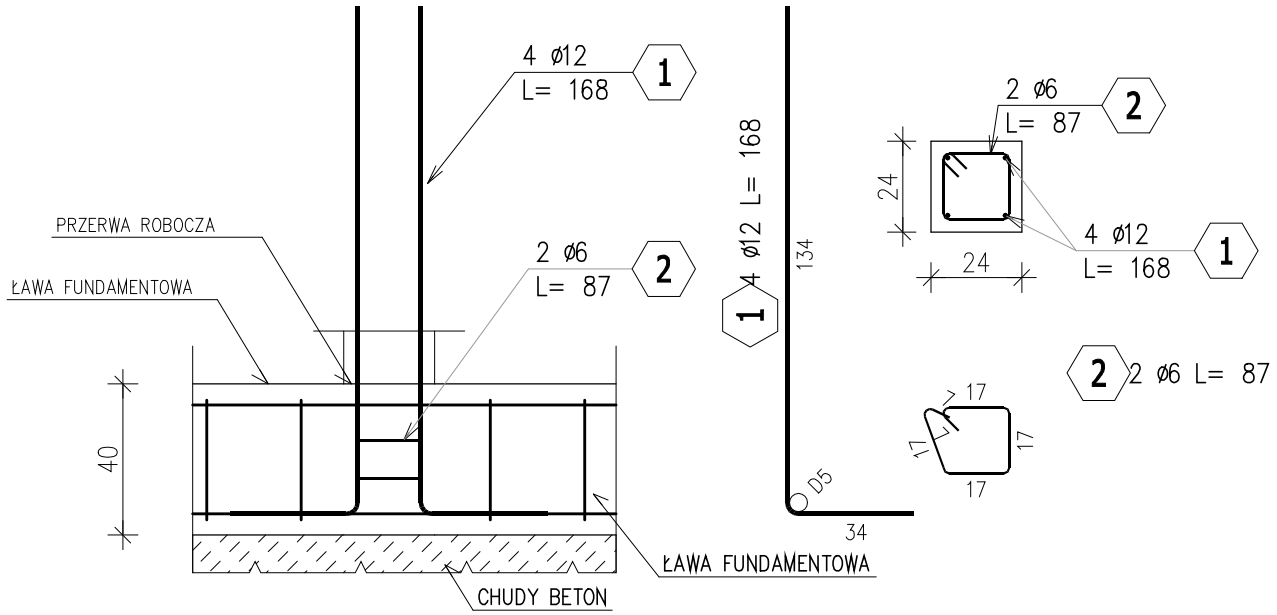
BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	STOPA FUNDAMENTOWA SF-4		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 20
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-12

STARTER TRZPIENIA ST-1
1:20

Poz.ST-1 STARTER ST-1 (12 szt.)

Skala 1:20



ZESTAWIENIE STALI ZBROJENIOWEJ

POZ.	NR PRĘTA	ø [mm]	DŁUGOŚĆ [m]	ILOŚĆ			DŁ. ŁĄCZNA [m] RB 500W	
				PRĘTÓW	x POZ.	RAZEM	ø6	ø12
Poz. ST-1 – STARTER ST-1 – 12 szt.								
STP-1.1	1	12	1,680	4	12	48		80,64
	2	6	0,870	2	12	24	20,88	
DŁUGOŚĆ RAZEM [m]							20,88	73,44
MASA JEDNOSTKOWA [kg/m]							0,222	0,888
MASA [kg]							4,64	71,61
MASA CAŁKOWITA [kg]							76,25	

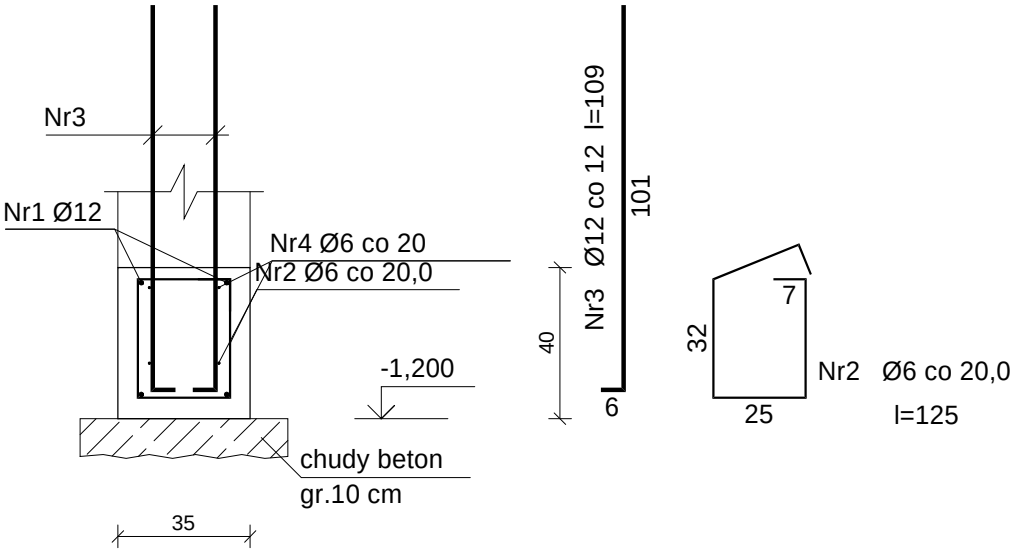
1) Opis kształtu pręta: PN-EN ISO 3766 metoda B (osiowo)
2) Opis długości haka: gabarytowy
3) Długość pręta L: suma wymiarów osiowych

BETON KONSTR. C 20/25
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

BIURO PROJEKTOWE JAN DWORZYCKI
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22-442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22-400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	STARTER TRZPIENIA ST-1		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 20
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-13

ŁAWA SCHODOWA SH-1
1:20



Wykaz zbrojenia

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m] RB500W Ø6	Długość całkowita [m] RB500W Ø12
ŁAWA SCHODOWA SH-1 l = 1,35 m					
1	12	155	4		6,20
2	6	125	8	10,00	
3	12	109	24		26,16
4	6	155	4	6,20	
Długość całkowita wg średnic			[m]	16,2	32,4
Masa 1mb pręta			[kg/mb]	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic			[kg]	3,6	28,8
Masa prętów wg gatunków stali			[kg]	32,4	
Masa całkowita			[kg]	33	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

BETON KONSTR. C 20/25
CHUDY BETON C 12/15
STAL ZBROJENIOWA :
A-III- #RB 500W
OTULINA 50mm

DWORZYCKI

B I U R O P R O J E K T O W E J A N D W O R Z Y C K I
ul. Wyspiańskiego 21/8, 22-600 Tomaszów Lubelski
tel. 0-503-052-668, e-mail: janekdworzycki@interia.pl
NIP 921-163-45-68

NAZWA I ADRES OBIEKTU:	PROJEKT BUDYNKU EKSPOZYCYJNEGO PRZY MUZEUM HISTORYCZNYM ŚWIATOWEGO ZWIĄZKU ŻOŁNIERZY AK OKRĘG ZAMOŚĆ IM. PPŁK. STANISŁAWA PRUSA PS. „ADAM" W BONDYRZU, DZ. GEOD. 2091/1, BONDYRZ 183A, 22–442 ADAMÓW		BRANŻA: KONSTRUKCJA
INWESTOR:	Światowy Związek Żołnierzy Armii Krajowej Okręg Zamość ul. Partyzantów 3, 22–400 Zamość		ETAP: PROJEKT BUDOWLANY
PRZEDMIOT RYSUNKU:	ŁAWA SCHODOWA SH–1		DATA: 02.2019
PROJEKTOWAŁ	inż. JAN DWORZYCKI upr. nr LUB/0274/POOK/05 UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	SKALA: 1 : 20
SPRAWDZIŁ	mgr inż. MAREK NICGORSKI upr. nr 55/98/Za UPRAWNIENIA BUDOWLANE DO PROJEKTOWANIA BEZ ORGANICZEŃ W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ	PODPIS:	K-14