



ul. Ściegiennego 26

25-114 KIELCE

tel/fax (041) 348 33 03

PROJEKT BUDOWLANY

Część:	KONSTRUKCJA
--------	-------------

Nazwa obiektu: **Oczyszczalnia ścieków w m. Mochowo Parcele**

Adres obiektu: m. Mochowo Parcele, gm. Mochowo, powiat sierpecki
woj. mazowieckie

Zamierzenie budowlane: Budowa oczyszczalni ścieków w m. Mochowo Parcele

Inwestor, adres: Gmina Mochowo
09-214 Mochowo
Mochowo 20

	Imię i nazwisko	Upr. budowlane nr	Podpis
Projektował:	<i>mgr inż. Marcin Nosek</i>	SWK/0111/POOK/06 Specjalność konstr.-bud.	
Sprawdził:	<i>inż. Bożena Szcześniak</i>	KL 228/88 Specjalność konstr.-bud.	

Kielce czerwiec 2011

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA:

1. Uprawnienia i oświadczenia projektanta i sprawdzającego.
2. Opis techniczny konstrukcji.
3. Obliczenia konstrukcyjne.
4. Część graficzna:

Budynek oczyszczalni ścieków:

Rys. K1 – Rzut fundamentów	1:100
Rys. K1.1 – Płyta fundamentowa PF1	1:50
Rys. K1.2 – Płyta fundamentowa PF2	1:50
Rys. K2 – Rzut parteru	1:100
Rys. K3 – Trzpień żelbetowy T1	1:20
Rys. K4 – Wieńce żelbetowe: W1-W3	1:20
Rys. K5 – Wieniec żelbetowy: W4	1:20
Rys. K6 – Belka żelbetowa B1	1:20
Rys. K7 – Nadproże N1	1:20
Rys. K8 – Nadproże N2	1:20
Rys. K9 – Płatwie PŁ.1.1, PŁ.1.2 , PŁ.1.3	1:10
Rys. K10 – Belka montażowa BM1	1:20
Rys. K11 – Drabinka stalowa	1:10

Budynek agregatu:

Rys. K12 – Rzut fundamentów	1:50
Rys. K13 – Rzut przyziemia	1:50
Rys. K14 – Kanał kablowy	1:20

Elementy zagospodarowania terenu:

Rys. K15 – Zbiornik retencyjny – opaska dociskowa	1:50
Rys. K16 – Wylot do odbiornika	1:20

OPIS TECHNICZNY KONSTRUKCJI

1) Przedmiot inwestycji:

Przedmiotem opracowania jest budowa oczyszczalni ścieków w m. Mochowo Parcele na działce nr ewid. 214/1, 214/2 125, 90, gm. Mochowo, powiat sierpecki, województwo mazowieckie.

1.1. Inwestor: Urząd Gminy Mochowo.
Mochowo 20, 09-214 Mochowo

1.2. Dane ogólne o budynkach:

BUDYNEK OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW:

długość	– 20,31 m
szerokość	– 22,68 m
wysokość w kalenicy	~ 5,85 m
pow. zabudowy	– 308,45 m ²
pow. użytkowa	– 180,48 m ²
kubatura bez reaktorów	– 1069,84 m ³

BUDYNEK AGREGATU:

długość	– 5,03 m
szerokość	– 4,13 m
wysokość w kalenicy	~ 4,65m
pow. zabudowy	– 20,77 m ²
pow. użytkowa	– 13,40 m ²
kubatura	– 86,67 m ³

2) Podstawa opracowania

2.1. Rysunki architektoniczne: rzuty, przekroje, elewacje, uzgodnienia robocze.

2.2. „Ekspertyza geotechniczna z rozpoznania warunków gruntowo-wodnych...” opracowana przez mgr Jarosław Koszalski – Sierpiec, kwiecień 2010r.

2.3. Obowiązujące przepisy.

3) Zakres opracowania

Opracowanie jest projektem budowlanym, konstrukcyjnym, niezbędnym do uzyskania pozwolenia na budowę oraz prawidłowego wykonania obiektów. Zawiera opis techniczny, obliczenia statyczne, rysunki konstrukcyjne zestawcze i szczegóły konstrukcyjne.

Zakres opracowania obejmuje budynek oczyszczalni wraz z halą reaktorów SBR, wiatą na skład osadu, oraz budynek agregatu.

4) Określenie warunków lokalnych.

4.1. Warunki klimatyczne i obciążenia budowli

Podstawowe obciążenia działające na projektowane konstrukcje określono w oparciu o:

- PN-80/B-02010/Az1/Z1-1- obciążenie śniegiem (II strefa)
- PN-77/B-02011/Z1-3- obciążenie wiatrem (I strefa)
- PN-80/B-02001 - obciążenia stałe
- PN-80/B-02003 - obciążenia zmienne technologiczne

4.2. Warunki gruntowo – wodne, kategoria geotechniczna obiektu.

Na podstawie „Ekspertyzy geotechnicznej ...” opracowanej przez mgr Jarosława Koszalskiego występują złożone warunki gruntowe. W budowie geologicznej terenu biorą udział utwory czwartorzędowe (piaski próchnicze, piaski średnie, gliny).

W trakcie badań woda gruntowa została nawiercona w postaci swobodnej na głębokości 0,8m do 0,9m p.p.t. w warstwie piasków średnich..

Wydzielono 2 główne warstwy geotechniczne. Pierwszą warstwę geotechniczną tworzą piaski średnie przechodzące z średniozagęszczonych ($I_D=0,4$) do piasków zagęszczonych ($I_D=0,7$). Głębokość zalegania tej warstwy geotechnicznej sięga 3,2m do 3,5m p.p.t. Pod piaskami występują gliny w stanie plastycznym $I_L=0,45$.

Posadowienie obiektów zaprojektowano na poziomie występowania warstwy geotechnicznej „I” – piaski średnie, średnio zagęszczone $I_D = 0,4$, oraz na warstwie nasypu budowlanego z piasku średniego zagęszczonego do $I_s = \min. 0,98$.

Należy zwrócić szczególną uwagę na zabezpieczenie wykopu przed zalaniem i rozluźnieniem gruntu w dnie wykopu. W razie wystąpienia takiej sytuacji należy usunąć ręcznie rozluźnioną warstwę gruntu oraz dodatkowo ustabilizować tłuczniami, a następnie uzupełnić wybraną warstwę chudym betonem w stanie półsuchym zagęszczonym mechanicznie.

Poziom przemarzania gruntu wynosi 1,0m.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24.09.1998r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych, projektowany obiekt należy zaliczyć do drugiej kategorii geotechnicznej.

5) Ogólny opis konstrukcji obiektów.

Zaprojektowano budynek oczyszczalni w technologii tradycyjnej murowanej z pustaków MAX ściany zewnętrzne oraz UNI ściany wewnętrzne.

Budynek główny oczyszczalni składa się z dwóch oddylatowanych części: 1 - część jednokondygnacyjna związana z wiatą odbioru osadu, oraz 2 – część związana z halą reaktorów i pomieszczeniem dmuchaw. Dach dwuspadowy o kącie pochylenia 30^0 o konstrukcji drewnianej jętkowej w części głównej i o kącie pochylenia 20^0 krokwiowo-płatwiowej w hali reaktorów. Sztywność konstrukcji zapewniają powiązane ze sobą ściany poprzeczne i podłużne wieńcami i trzpieniami żelbetowymi.

Budynek agregatu – murowany z pustaków ceramicznych typu MAX. Dach dwuspadowy o kącie pochylenia 45^0 o konstrukcji drewnianej jętkowej. Budynek posadowiony na fundamentach bezpośrednich typu ławy fundamentowe. Ściany fundamentowe z bloczków betonowych B20. Sztywność konstrukcji zapewniają powiązane ze sobą ściany poprzeczne i podłużne wieńcami żelbetowymi.

Komory armatur dostarczane jako gotowy element z polimerobetonu wg dostawcy.

6) Technologia wykonania robót.

6.1. Roboty ziemne wykonać sprzętem podsiębiernym i ręcznie, jednocześnie zabezpieczając wykop przed napływem wód opadowych i gruntowych. Maksymalna głębokość wykopów 4m (zbiornik retencyjny). Ze względu na występowanie gruntów słabonośnych, wysoki poziomu wód gruntowych oraz projekt zagospodarowania terenu - projektuje się wykonanie nasypu budowlanego jak i wymianę gruntu (istniejący nasyp niebudowlany, warstwy humusu i słabonośne) do poziomu min. 100cm poniżej proj. terenu pod płytą fundamentową – na piasek średni zagęszczony mechanicznie warstwami max 25cm do min. $I_s=0,98$. Pod fundamentami ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10 grubości min. 10cm o konsystencji gęstoplastycznej. Dla płyt fundamentowych po obwodzie o szerokości 1,0m do głębokości 1,0m poniżej projektowanego terenu oraz dla wymiany ew. nasypów stosować

piasek stabilizowany cementem w ilości 150 kg/m³. Przejścia instalacyjne przez fundamenty wykonać wg projektów branżowych z odpowiednim dostosowaniem zbrojenia otworów.

Fundamenty: ławy żelbetowe wylewane z betonu B25 zbrojone stalą klasy A-IIIIN (#) i A-0 (Ø) wg obliczeń i rysunków, płyty fundamentowe wylewane z betonu B30 zbrojone j.w. Przed zabetonowaniem fundamentów osadzić pręty kotwiące (tzw. startery) dla zbrojenia trzpieni.

Ściany fundamentowe gr. 25cm murowane z bloczków betonowych B15 na zaprawie cementowej uplastycznionej marki M10. Wieńce żelbetowe, z betonu B25 o przekroju 29x25cm i 25x25cm wykonać w poziomie i miejscach zaznaczonych na rysunkach zestawczych. Zbrojenie podłużne ze stali A-IIIIN, strzemiona ze stali A-0 wg rysunku szczegółowego. Pręty zbrojenia wieńców łączyć na zakład $L_z > 60$ cm, w narożach ścian stosować dodatkowe pręty kątowe 2#12 po zewnętrznej stronie wieńca (ramiona 70 cm + 70 cm).

Wymagane otuliny zbrojenia głównego:

- w fundamentach 5cm,
- w trzpieniach i wieńcach 3cm,
- belkach i nadprożach żelbetowych oraz posadzkach 2cm.

Do zachowania wymaganych otulin stosować wkładki dystansowe. Beton starannie zagęszczać wibratorami i pielęgnować w okresie dojrzewania.

Zасыpywanie wykopów wykonać gruntem sykim niespoistym, warstwami gr. ~25cm zagęszczając mechanicznie do stopnia zagęszczenia $I_s > 0,95$. Wykop odebrać komisyjnie z udziałem geologa i projektanta konstrukcji.

Kształtować teren wokół w sposób uniemożliwiający napływanie wody na projektowany obiekt.

6.2 Elementy stalowe.

Dla konstrukcji dachu hali reaktorów zastosowano płatwie stalowe HEA160 ze stali St3S. Ze względów technologicznych przewidziano także belkę montażową BM.1 z HEA160 ze stali St3S.

Obsługę reaktorów przewidziano wg rozwiązań systemowych za pomocą drabinek stalowych na ścianie zewnętrznej hali reaktorów, ław kominiarskich na dachu i włączów wraz z barierkami na reaktorach SBR (wg dostawcy).

Wszystkie elementy stalowe zabezpieczyć antykorozyjnie farbami chlorokauczukowymi chemoodpornymi wg wybranego systemu.

6.3 Konstrukcje murowe nadziemne.

Ściany zewnętrzne wykonać z pustaków typu MAX 288 lub z cegły Porotherm 30 na zaprawie cementowej uplastycznionej marki M7. Ściany ocieplić styropianem gr. 12cm z wyprawą tynkarską na siatce z włókna szklanego. Narożniki wypukłe ociepleń zabezpieczyć profilem kontowym ocynkowanym i dodatkową warstwą siatki.

Ścianki działowe 12cm z cegły dziurawki 7,5 MPa na zaprawie cementowej marki M5 uplastycznionej.

Zapewnić wykonanie wszystkich robót murarskich w kategorii A. Stosować materiał na ściany w kategorii I.

6.4 Trzpień, nadproża, wieńce.

Trzpień żelbetowy wykonać z betonu B25, zbrojenie stalą klasy A-IIIIN (#) i A-0 (Ø). Zastosować otulinę zbrojenia 3cm (stosować wkładki dystansowe). Beton starannie zagęszczać i pielęgnować w czasie dojrzewania. W przypadku wykonywania słupów w

ścianach murowanych (trzpieni) należy wykonać z wyprzedzeniem ścianę na tzw. strzępia zazębione, a następnie zazbroić i zabetonować.

Zastosowano dwa rodzaje nadproży: nadproże stalowe w istniejącej ścianie z 2x I140 , oraz prefabrykowane „L19” typu „N”.

Wieńce żelbetowe, z betonu B25 o przekroju 29x25 cm i 25x25cm wykonać w poziomie oznaczonym na rysunkach zestawczych, na ścianach grubości 29 cm i 25cm. Zbrojenie ze stali A-IIIIN, strzemiona A-0 wg rysunków szczegółowych. Pręty zbrojenia wieńców łączyć na zakład $L_z > 60$ cm, w narożach ścian stosować dodatkowe pręty kątowe 2#12 po zewnętrznej stronie wieńca (ramiona 70 cm + 70 cm). Zwrócić szczególną uwagę na prawidłowe zakotwienie wieńców ścian poprzecznych w budynku głównym z wieńcami podłużnymi ścian zewnętrznych – wieńce poprzeczne stanowią ściagi dla wypychanych wieńców ścian podłużnych zewnętrznych.

Przed zabetonowaniem wieńcy osadzić śruby kotwiące M12 klasy 4.8 dla murlat w rozstawie max 1,5m.

Konstrukcje wsporcze podpierać do czasu osiągnięcia przez beton 80% wytrzymałości R_{28} oraz zapewnienia odpowiedniego balastu gwarantującego stateczność konstrukcji

6.5 Konstrukcja dachu drewnianego.

Dach zaprojektowano o konstrukcji drewnianej z drewna sosnowego klasy C27.

Maksymalny zacios na krokwi: podparcie na płatwi, murlacie gr. 3cm, wcięcie na połączeniu z jętką max 2cm. Do połączeń elementów więźby zastosować systemowe, atestowane, łączniki metalowe np. BMF. Murlatę kotwić w wieńcu za pomocą śrub M12 klasy 4.8 w rozstawie max 1,5m. Więźbę zabezpieczyć mykologicznie oraz biologicznie preparatem nie powodującym korozji łączników stalowych. Dla budynku głównego, wiaty składu osadu i bud. agregatu zaprojektowano dach dwuspadowy o kącie pochylenia 30^0 o konstrukcji jętkowej. W hali reaktorów zaprojektowano dach dwuspadowy o kącie pochylenia połaci 20^0 , o konstrukcji krokwiowo-płatwiowej.

Pokrycie dachowe z blachodachówki powlekanej. Konstrukcję dachu wykonać zgodnie z zasadami sztuki budowlanej.

6.6 Elementy komunikacji.

Obsługę reaktorów przewidziano wg rozwiązań systemowych za pomocą drabinek stalowych na ścianie zewnętrznej hali reaktorów, ław kominiarskich na dachu i włazów wraz z barierkami na reaktorach SBR (wg dostawcy).

6.7 Zbiornik retencyjny ścieków dowożonych.

Wykop pod zbiornik wykonać na odkład przy pomocy koparki przedsiębiornej do poziomu ok. 60 cm powyżej projektowanego poziomu posadowienia, pozostałą część wykopu wykonać ręcznie bezpośrednio przed montażem zbiornika.

Dno wykopu wyrównać warstwą zagęszczonego piasku o gr. ok. 15cm. W warstwie piasku nie może być kamieni, ani innych twardych przedmiotów (zaleca się przesianie piasku). Podłoże starannie zagęścić. Przed montażem sprawdzić czy zbiornik nie został uszkodzony podczas transportu lub już w czasie montażu.

Zbiornik zabezpieczyć folią budowlaną o gr. 0,3mm, tak, aby w czasie zasypywania nie uszkodzić powierzchni zbiornika. Ustawić zbiornik i napełnić wodą do 1/3 pojemności. Sprawdzić poziomy posadowienia. Pachwiny zbiornika wypełnić piaskiem stabilizowanym cementem w ilości 100kg/m^3 . Wykop zasypywać piaskiem równomiernie po obwodzie i zagęszczać mechanicznie warstwami max 30cm. W miarę postępu robót napełniać zbiornik aż do jego pełnej pojemności.

Część wykopu 50cm poniżej chudego betonu (pod płytą fundamentową) zasypać piaskiem

zagęszczonym mechanicznie do min. $I_s = 0,98$.

Zgodnie z rysunkiem szczegółowym wykonać w płycie żelbetowej otwór komunikacyjny i zabezpieczyć go kratą pomostową.

Dla zbiornika retencyjnego ścieków z kanalizacji montaż przeprowadzić analogicznie oraz zgodnie z zaleceniami na rysunku szczegółowym. Należy dodatkowo wykonać opaskę żelbetową dociążającą i stabilizującą zbiornik.

6.8 Posadzka pod urządzeniami.

Pod urządzeniami wykonać posadzki żelbetowe gr. min. 15cm z betonu B25 zbrojonego siatką górną #8 co 15cm ze stali A-IIIIN.

Spadki i poziomy posadzek wg wytycznych technologicznych. Sposób mocowania urządzeń wg zaleceń producenta.

6.9 Posadzki na gruncie.

- Warstwy konstrukcyjne posadzki w hali reaktorów:
 - posadzka betonowa B15 gr. min. 5 cm, zbrojony siatką Ø6 (St0S) o oczkach 30x30 w górnej strefie, dylatacje pola 3,0m x 3,0m, zatarta na gładko,
 - izolacja termiczna gr. 10cm (wg proj. architektury),
 - hydroizolacja w ciągłości z izolacją ścian fundamentowych,
 - płyta żelbetowa gr. 30cm z betonu B30 zbrojona wg rysunku szczegółowego,
 - hydroizolacja,
 - beton podkładowy B10 gr. 10cm,
 - piasek zagęszczony mechanicznie $I_s > 0,98$ gr. min. 100cm,
- Warstwy konstrukcyjne posadzki w bud. wiaty na skład osadu:
 - posadzka betonowa B25 gr. min. 8 cm, zbrojony siatką Ø6 (St0S) o oczkach 30x30 w górnej strefie, dylatacje pola 3,0m x 3,0m, zagruntowana preparatem LITORIN,
 - hydroizolacja w ciągłości z izolacją ścian fundamentowych,
 - płyta żelbetowa gr. 30cm z betonu B30 zbrojona wg rysunku szczegółowego,
 - hydroizolacja,
 - beton podkładowy B10 gr. 10cm,
 - piasek zagęszczony mechanicznie $I_s > 0,98$ gr. min. 100cm,

6.10 Izolacje.

- Izolacje przeciwwilgociowe, hydroizolacje:
Izolacje wg rozwiązań systemowych np. DEITERMANN – Superflex 10 gr. 3mm.
- Izolacje termiczne wg proj. architektury. Zewnętrzną warstwę styropianu mocować do ściany murowanej klejem i tulejami HILTI „IZ” Ø8 z gwoździami rozprężającymi z tworzywa sztucznego lub innymi łącznikami o identycznych właściwościach technicznych w ilościach: 4szt./m² dla powierzchni ścian i 8 szt./m² w narożach wypukłych ścian o szer. 2,0m od krawędzi ściany. Stosować talerzyki zatrzaskowe „IZ-T” o średnicy 90mm. Głębokość zakotwienia tulei w murze min. 5cm. Skrajne otwory wiercić min. 10cm od krawędzi ściany. Do wykonania ocieplenia stosować materiały z jednego systemu.

7) Uwagi.

- Wszelkiego rodzaju zmiany w projekcie konstrukcji budynku lub zmiany mające wpływ na konstrukcję należy **bezwzględnie** uzgadniać z autorem projektu konstrukcji.
- Niniejszy projekt rozpatrywać łącznie z projektami innych branż.
- Wykopy fundamentowe odebrać komisyjnie z udziałem geologa oraz projektanta

konstrukcji. Ściany wykopów zabezpieczyć na okres robót – nie dopuścić do nawodnienia wykopu.

- W razie zalania wykopu i rozluźnienia gruntu – część rozluźnioną wybrać ręcznie, a następnie ustabilizować warstwą tłucznia kamiennego zagęszczonego mechanicznie frakcji 31,5-63. uzupełnić chudym betonem o konsystencji półsuchej zagęszczonym mechanicznie.
- Na obrzeżu płyt fundamentowych zgodnie z rysunkami szczegółowymi na szerokości 1,0m wymienić grunt do poziomu min.1,0m poniżej projektowanego terenu na piasek stabilizowany cementem w ilości 150 kg/m³.
- Całość robót wykonywać pod stałym nadzorem osoby uprawnionej z zachowaniem zasad sztuki budowlanej, przepisami BHP i prawa budowlanego.

Opracował: mgr inż. Marcin Nosek
upr. SWK/0111/POOK/06

Sprawdził: inż. Bożena Szcześniak
upr. KL-228/88

OBLICZENIA KONSTRUKCYJNE

Poz. 0. Zestawienie obciążeń.

Poz. 0.1. Dach.

- pochylenie połaci dachowej $\alpha=30^\circ$: $\sin \alpha=0,5$ $\cos \alpha=0,866$
 $\alpha=20^\circ$: $\sin \alpha=0,342$ $\cos \alpha=0,94$
- założenia obliczeniowe: 0,00 = 105m n.p.m
 II strefa obciążenia śniegiem $s_k=0,90 \text{ kN/m}^2$,
 I strefa obciążenia wiatrem $q_k=0,30 \text{ kN/m}^2$,

Tablica 1. Obciążenia dachu - stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blacha fałdowa stalowa o wysokości fałdy 100 (T-100) gr. 1,00 mm [0,150kN/m ²]	0,15	1,20	0,18
2.	Jodła, lipa, olcha, osika, sosna, świerk, topola o wilgotności 23% grub. 1,9 cm [6,0kN/m ³ ·0,019m]	0,11	1,20	0,13
3.	Wełna mineralna w płytach miękkich grub. 16 cm [0,6kN/m ³ ·0,16m]	0,10	1,20	0,12
4.	Obudowa z płyt G-K	0,25	1,30	0,33
	Σ:	0,61	1,24	0,76
	q _⊥ = q/cos 30,0° =	0,70		0,87
	q _⊥ = q/cos 20,0° =	0,65		0,81

Tablica 2. Obciążenia dachu - 30 śnieg

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu dwupołaciowego wg PN-EN 1991-1-3 p.5.3.3 (strefa 2 -> sk = 0,9 kN/m ² , nachylenie połaci 30,0 st. -> 0,8) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	1,08
	Σ:	0,72	1,50	1,08
	q _⊥ = q · cos ² 30,0° =	0,54		0,81
	q _∥ = q · sin 30,0° · cos 30,0° =	0,31		0,47

Tablica 3. Obciążenia dachu - 20 śnieg

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu dwupołaciowego wg PN-EN 1991-1-3 p.5.3.3 (strefa 2 -> s _k = 0,9 kN/m ² , nachylenie połaci 20,0 st. -> 0,8) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	1,08
	Σ:	0,72	1,50	1,08
	q _⊥ = q · cos ² 20,0° =	0,64		0,95
	q _∥ = q · sin 20,0° · cos 20,0° =	0,23		0,35

Tablica 4. Obciążenia dachu - 30 wiatr

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci nawiętrznej dachu - wariant I wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=105 m n.p.m. -> $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$, teren A, $z=H=7,3 \text{ m}$, -> $C_e=0,86$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=7,3 \text{ m}$, $B=7,2 \text{ m}$, $L=10,0 \text{ m}$, kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0 \text{ st.}$ -> wsp. aerodyn. $C=-0,450$, $\beta=1,80$) [- $0,210 \text{ kN/m}^2$]	-0,21	1,50	-0,31
2.	Obciążenie wiatrem połaci nawiętrznej dachu - wariant II wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 [0,117kN/m ²]	0,12	1,50	0,18

Tablica 5. Obciążenia dachu - 20 wiatr

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci nawiętrznej dachu - wariant I wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 [-0,420kN/m ²]	-0,42	1,50	-0,63
2.	Obciążenie wiatrem połaci nawiętrznej dachu - wariant II wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 [0,047kN/m ²]	0,05	1,50	0,08

Obciążenia pionowe: [kN/m²]

	Stałe:	30 ⁰		20 ⁰
- Stałe / $\cos \alpha$	0,70	0,87	0,65	0,81
Zmienne:				
- Śnieg	0,72	1,08	0,72	1,08
- Wiatr / $\cos^2 \alpha$	0,16(-0,28)	0,24(-0,42)	0,06(-0,48)	0,08(-0,71)
Razem:	max = 1,58	2,19[kN/m²]	1,43	1,97 [kN/m²]
	min = 1,14	1,53 [kN/m²]	0,89	1,18[kN/m²]

Poz. 0.2. Ściany wewnętrzne.

Poz. 0.2.1. Ściana wewnętrzna gr. 25cm (pustak UNI)

Obciążenia:

- Tynk cem.-wap. gr.2x 1,5cm 0,03 x 19,0	= 0,57[kN/m ²]	x 1,3	= 0,74 [kN/m ²]
- Ściana 0,25 x 13,5	= 3,38[kN/m ²]	x 1,2	= 4,05 [kN/m ²]
Razem:	$q_k = 3,95 \text{ [kN/m}^2\text{]}$		$q_o = 4,79 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Poz. 0.2.2. Ściana wewnętrzna gr. 12cm. (dziurawka)Obciążenia:

- Tynk cem.-wap. gr.2x 1,5cm
 $0,03 \times 19,0 = 0,57[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,3 = 0,74 [\text{kN/m}^2]$

- Ściana
 $0,12 \times 14,0 = 1,68 \quad \times 1,2 = 2,02 [\text{kN/m}^2]$

Razem: $q_k = 2,25[\text{kN/m}^2] \quad q_o = 2,59 [\text{kN/m}^2]$

Poz. 0.2.3. Ściana fundamentowa gr. 24cm (błoczki betonowe)Obciążenia:

- Tynk cem.-wap. gr.2x 1,5cm
 $0,03 \times 19,0 = 0,57[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,3 = 0,74 [\text{kN/m}^2]$

- Ściana
 $0,24 \times 24,0 = 5,76[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,1 = 6,34 [\text{kN/m}^2]$

Razem: $q_k = 6,33[\text{kN/m}^2] \quad q_o = 7,08 [\text{kN/m}^2]$

Poz. 0.3. Ściany zewnętrzne.**Poz. 0.3.1. Ściana zewnętrzna gr. 29cm (pustak MAX)**Obciążenia:

- Tynk cem.-wap. gr.2x 1,5cm
 $0,03 \times 19,0 = 0,57[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,3 = 0,74 [\text{kN/m}^2]$

- Ściana
 $0,29 \times 13,5 = 3,92[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,2 = 4,70 [\text{kN/m}^2]$

- Ocieplenie gr. 10cm
 $0,10 \times 0,45 = 0,05[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,2 = 0,06 [\text{kN/m}^2]$

Razem: $q_k = 4,54[\text{kN/m}^2] \quad q_o = 5,50 [\text{kN/m}^2]$

Poz. 0.3.2. Ściana fundamentowa gr. 24cm (błoczki betonowe)Obciążenia:

- Tynk cem.-wap. gr.2x 1,5cm
 $0,03 \times 19,0 = 0,57[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,3 = 0,74 [\text{kN/m}^2]$

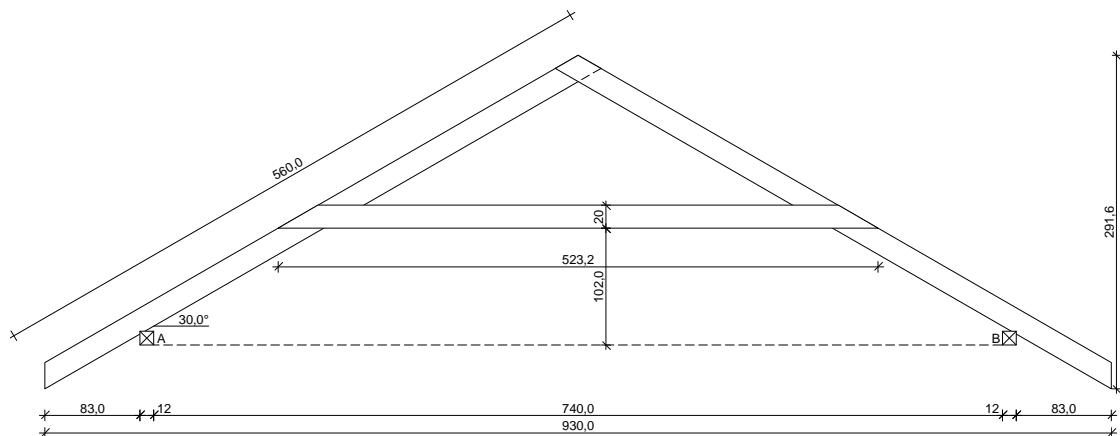
- Ściana
 $0,24 \times 24,0 = 5,76[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,1 = 6,34 [\text{kN/m}^2]$

- Ocieplenie gr. 14cm
 $0,1 \times 0,45 = 0,05[\text{kN/m}^2] \quad \times 1,2 = 0,06 [\text{kN/m}^2]$

Razem: $q_k = 6,38[\text{kN/m}^2] \quad q_o = 7,14 [\text{kN/m}^2]$

Poz. 1. Konstrukcja dachu.**Poz. 1.1. Wieżba dachowa budynku głównego.****DANE:**

Szkic więzara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozpiętość wazara $l = 9,30$ m

Rozstaw murłat w świetle $l_s = 7,40$ m

Poziom jętka $h = 1,02$ m

Rozstaw wazarów $a = 1,00$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 1,80$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi jętki $= 2,00$ m

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,55$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 6,3/20 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 2 cm) z drewna C27
- jętka 6,3/20 cm z drewna C27,
- murłata 12/12 cm z drewna C27

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

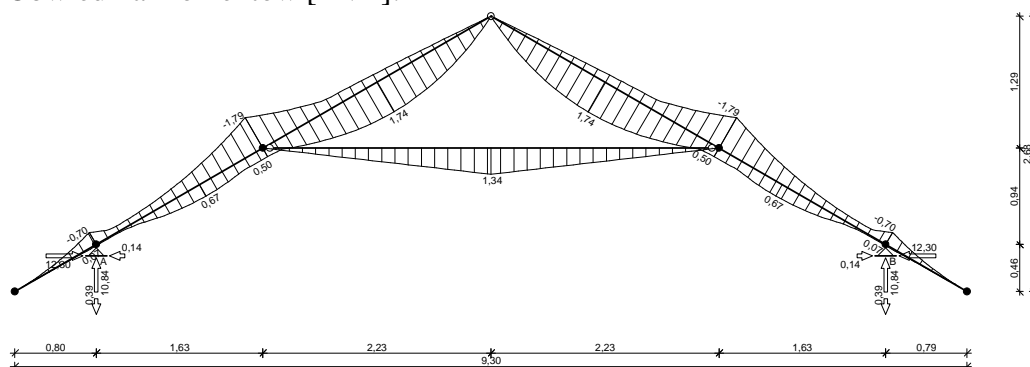
- pokrycie dachu : $g_k = 0,26 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci $30,0$ st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,08 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,72 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0$ m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,24 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,14 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 6,3/20 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 61,7 < 150$$

$$\lambda_z = 99,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II

$$M = -1,79 \text{ kNm}, \quad N = 12,66 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,27 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,688, \quad k_{c,z} = 0,314$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,365 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,493} < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,70 \text{ kNm}, \quad N = 14,19 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,32 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,149} < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II

$$M = -1,79 \text{ kNm}, \quad N = 12,66 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,26 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,388} < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy jętką a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 3,18 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 2573 / 200 = 12,86 \text{ mm} \quad (24,8\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II

$$u_{fin} = 1,13 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 918 / 200 = 9,18 \text{ mm} \quad (12,3\%)$$

Jętka 6,3/20 cm z drewna C27

Smukłość

$$\lambda_y = 77,7 < 150$$

$$\lambda_z = 110,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$M = 1,34 \text{ kNm}, \quad N = 4,36 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,54 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,18 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,484, \quad k_{c,z} = 0,258$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,279 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,332} < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 6,13 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4456 / 200 = 22,28 \text{ mm} \quad (27,5\%)$$

Murlata 12/12 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 10,84 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -12,30 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,39 \text{ kN/m} \text{ (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M_z = 2,97 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 10,296 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = \mathbf{0,620} < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 10,84 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -12,30 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M_y = 1,64 \text{ kNm}, \quad M_z = 1,86 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,69 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,615 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = \mathbf{0,629} < 1$$

Maksymalne ugięcie:

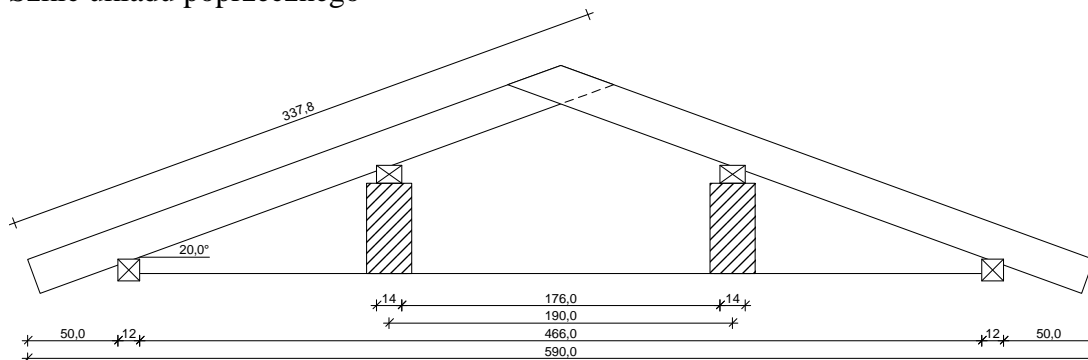
decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,99 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 550 / 200 = 5,50 \text{ mm} \quad (18,0\%)$$

Poz. 1.2. Wieżba dachowa hali reaktorów.

DANE

Szkic układu poprzecznego



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 20,0^\circ$

Rozpiętość wazara $l = 5,90$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 4,66$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 1,90$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,00$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatew pośrednia o długości osiowej między murami $l = 1,00$ m

- lewy koniec płatwi oparty na murze

- prawy koniec płatwi oparty na murze

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 2,00$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,75$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 6,3/20cm (zacios 3 cm) z drewna C27

- płatew 14/10 cm z drewna C27

- murłata 12/12 cm z drewna C27

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,260$ kN/m², $g_o = 0,312$ kN/m²

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 20,0 st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,840$ kN/m², $s_{ol} = 1,260$ kN/m²

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,720$ kN/m², $s_{op} = 1,080$ kN/m²

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0$ m):

- na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,486$ kN/m², $p_{ol I} = -0,729$ kN/m²

- na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,054$ kN/m², $p_{ol II} = 0,081$ kN/m²

- na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,216$ kN/m², $p_{op} = -0,324$ kN/m²

- ocieplenie dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,350$ kN/m², $g_{ok} = 0,455$ kN/m²

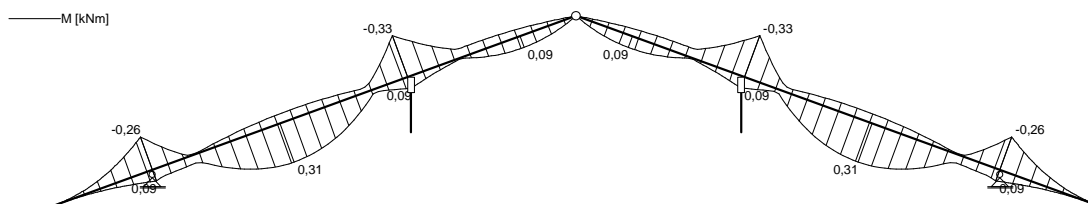
Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

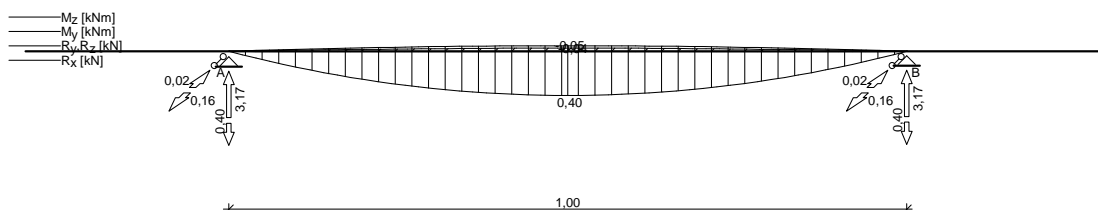
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 6,3/20 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 26,5 < 150$$

$$\lambda_z = 84,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$M_y = 0,30 \text{ kNm}, \quad N = 2,15 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,71 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$k_{c,z} = 0,421$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,043 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,073 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (murlacie)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -0,33 \text{ kNm}, \quad N = 1,39 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,10 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,066 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 0,16 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 1532 / 200 = 7,66 \text{ mm} \quad (2,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 0,11 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 596 / 200 = 5,96 \text{ mm} \quad (1,8\%)$$

Płatew - stalowa HEA160 z nakładką drewnianą 6/14 cm

Murlata 12/12 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\max} = 2,31 \text{ kN/m} \quad q_{y,\max} = 0,78 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,\min} = -0,61 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr

$$M_z = 0,34 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 18,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = \mathbf{0,062} < \mathbf{1}$$

Część wspornikowa murlaty

Obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\max} = 2,31 \text{ kN/m}, \quad q_{y,\max} = 0,78 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr-wariant II+0,90·śnieg

$$M_y = 0,61 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,02 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,10 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = \mathbf{0,130} < \mathbf{1}$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,094 < 1$$

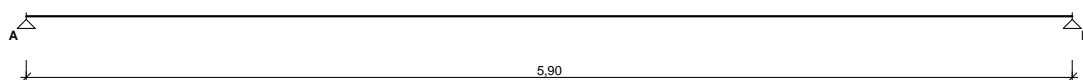
Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{\text{fin}} = 0,51 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 750 / 200 = 7,50 \text{ mm} \quad (6,8\%)$$

Poz. PŁ1. Płatew stalowa.

SCHEMAT BELKI



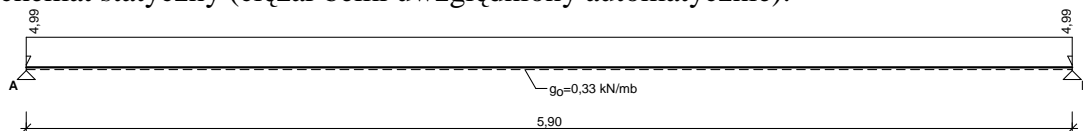
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,25$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

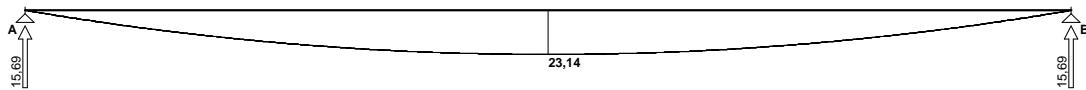


Tablica obciążeń obliczeniowych (dodatkowo ciężar belki $g_0 = 0,33 \text{ kN/m}$)

Przekrój	z [m]	q_l [kN/m]	q_p [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	4,99	0,00	0,00
B.	5,90	4,99	--	0,00	0,00

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



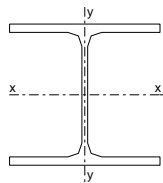
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 160 A**

$$A_v = 9,12 \text{ cm}^2, \quad m = 30,4 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 1670 \text{ cm}^4, \quad J_y = 616 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 31410 \text{ cm}^6, \quad J_T = 12,3 \text{ cm}^4,$$

$$W_x = 220 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,059$) $M_R = 50,09 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 113,73 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój z = 2,95 m

Współczynnik zwichrzenia $\phi_L = 0,723$

Moment maksymalny $M_{\max} = 23,14 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = \mathbf{0,639} < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 0,00 m

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 15,69 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,138 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = 15,69 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 68,24 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 2,95 m

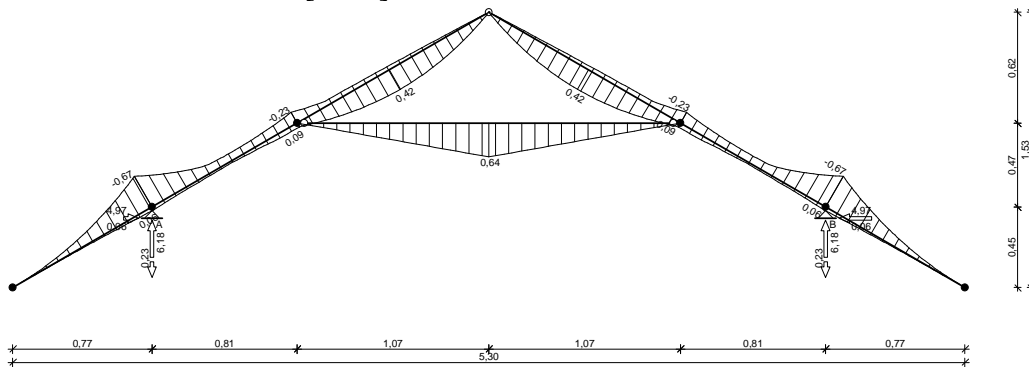
Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 19,77 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 250 = 23,60 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 19,77 \text{ mm} < f_{gr} = 23,60 \text{ mm} \quad \mathbf{(83,8\%)}$$

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 6/16 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 37,5 < 150$$

$$\lambda_z = 103,9 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,67 \text{ kNm}, \quad N = 6,00 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,61 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,957, \quad k_{c,z} = 0,287$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,205 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,318} < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,67 \text{ kNm}, \quad N = 6,00 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,95 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,241} < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II

$$M = -0,23 \text{ kNm}, \quad N = 5,17 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,37 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,086} < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy jętka a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,45 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 1232 / 200 = 6,16 \text{ mm} \quad (7,3\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II

$$u_{fin} = 0,71 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 895 / 200 = 8,95 \text{ mm} \quad (7,9\%)$$

Jętka 4,5/16 cm z drewna C27

Smukłość

$$\lambda_y = 46,8 < 150$$

$$\lambda_z = 107,8 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$M = 0,64 \text{ kNm}, \quad N = 2,27 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,54 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,33 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,881, \quad k_{c,z} = 0,268$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,260 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = \mathbf{0,329} < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 1,87 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 2133 / 200 = 10,67 \text{ mm} \quad (17,5\%)$$

Murlata 12/12 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 6,18 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 4,97 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,23 \text{ kN/m} \text{ (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II

$$M_z = 1,20 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 4,160 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = \mathbf{0,250} < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 6,18 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 4,97 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M_y = 1,98 \text{ kNm}, \quad M_z = 1,59 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,87 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 5,52 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = \mathbf{0,646} < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,622 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 2,09 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 800 / 200 = 8,00 \text{ mm} \quad (26,1\%)$$

Poz. 2. Belki.

Poz. 2.1. Belka żelbetowa – B1

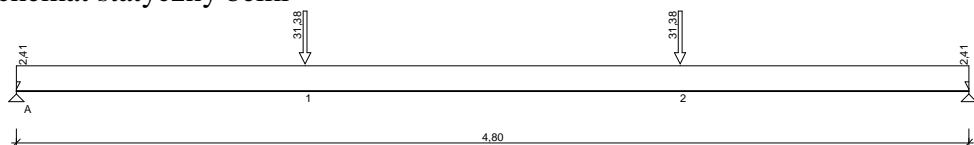
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,35m·25,0kN/m ³]	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		2,19	1,10		2,41	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Dach	26,15	1,31	1,20	--	31,38
2.	Dach	26,15	3,20	1,20	--	31,38

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Sytuacja obliczeniowa: trwała

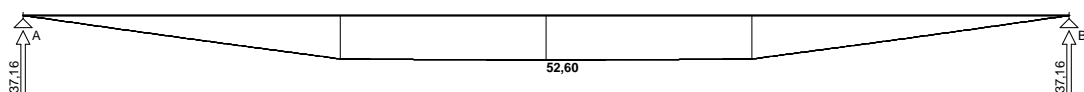
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 1,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

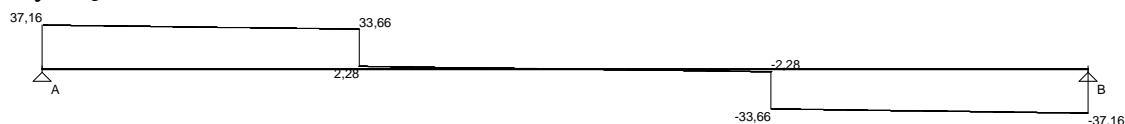
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

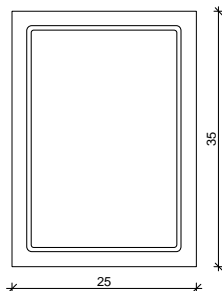
Momenty zginające [kNm]:



Siły tnące [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0$ cm, $h = 35,0$ cm

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20$ mm

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 52,60 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,34 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,76\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 52,60 \text{ kNm} < M_{Rd} = 70,43 \text{ kNm}$ (74,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)36,05 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)36,05 \text{ kN} < V_{Rd1} = 55,58 \text{ kN}$ (64,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 44,36 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,241 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (80,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 20,29 \text{ mm} < a_{lim} = 4800/200 = 24,00 \text{ mm}$ (84,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 31,09 \text{ kN}$

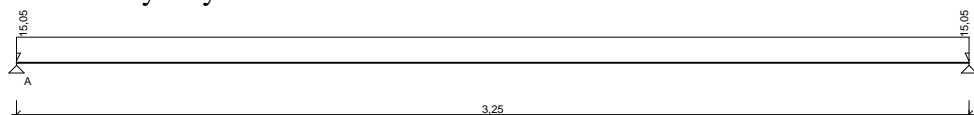
Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Poz. 2.2. Nadproże – N1

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Dach	9,67	1,20	--	11,60	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,50m·25,0kN/m3]	3,13	1,10	--	3,44	cała belka
Σ :		12,80	1,18		15,05	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała

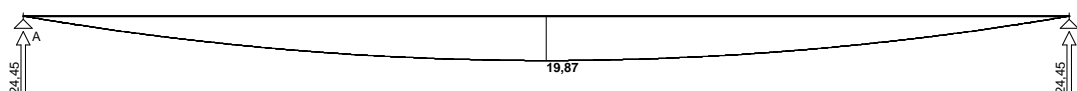
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

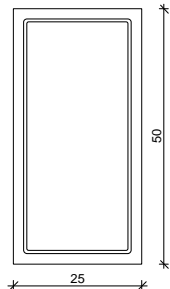
Momenty zginające [kNm]:



Siły tnące [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 50,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 19,87 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,52 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,19\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 19,87 \text{ kNm} < M_{Rd} = 43,11 \text{ kNm}$ (46,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 15,53 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 350 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,53 \text{ kN} < V_{Rd1} = 61,58 \text{ kN}$ (25,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,90 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,85 \text{ mm} < a_{lim} = 3250/200 = 16,25 \text{ mm}$ (5,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 19,20 \text{ kN}$

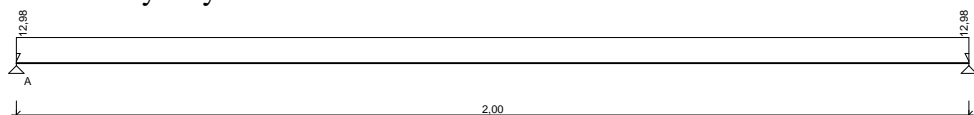
Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Poz. 2.3. Nadproże – N2

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Dach	9,67	1,20	--	11,60	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,20m·25,0kN/m ³]	1,25	1,10	--	1,38	cała belka
Σ:		10,92	1,19		12,98	

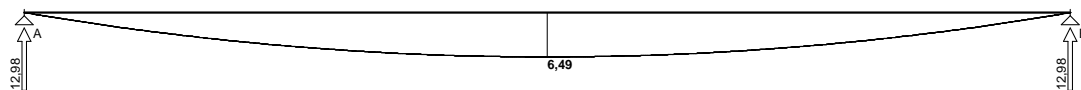
Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA: j.w.

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

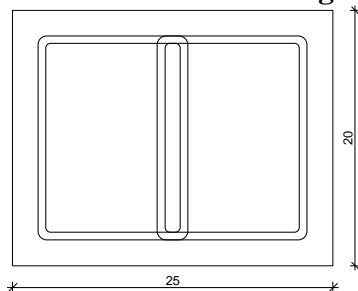
Momenty zginające [kNm]:



Siły tnące [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 20,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 6,49 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,81\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 6,49 \text{ kNm} < M_{Rd} = 20,89 \text{ kNm}$ (31,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 9,50 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami czterociętymi $\phi 6$ co 120 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 9,50 \text{ kN} < V_{Rd3} = 54,15 \text{ kN}$ (17,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 5,46 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,091 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (30,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,13 \text{ mm} < a_{lim} = 2000/200 = 10,00 \text{ mm}$ (21,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 9,83 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Ze względu, że nadproże N2 pod otwór montażowy jest w poziomie i ciągłości wieńca W3 należy je zbroić tak jak wieńiec W3 z dodatkowym prętem #12 w dolnej części.

Poz. 2.4. Belka montażowa – BM1

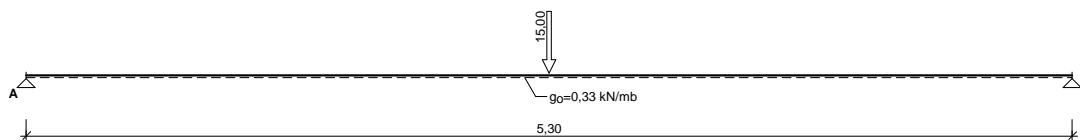
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

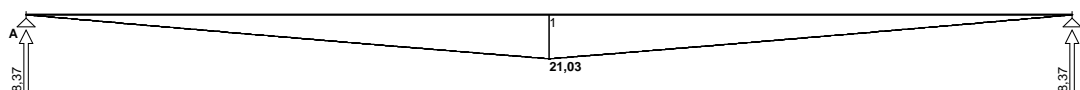


Tablica obciążeń obliczeniowych (dodatkowo ciężar belki $g_0 = 0,33 \text{ kN/m}$)

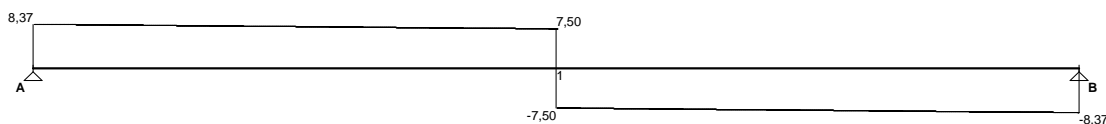
Przekrój	z [m]	q_l [kN/m]	q_p [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	0,00	0,00	0,00
1.	2,65	0,00	0,00	15,00	0,00
B.	5,30	0,00	--	0,00	0,00

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



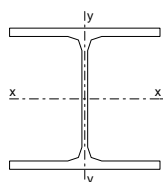
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 160 A**

$$A_v = 9,12 \text{ cm}^2, \quad m = 30,4 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 1670 \text{ cm}^4, \quad J_y = 616 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 31410 \text{ cm}^6, \quad J_T = 12,3 \text{ cm}^4,$$

$$W_x = 220 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,059$) $M_R = 50,09 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 113,73 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój z = 2,65 m

Współczynnik zwichrzenia $\phi_L = 0,765$

Moment maksymalny $M_{\max} = 21,03 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = \mathbf{0,549} < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 0,00 m

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 8,37 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,074 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = 8,37 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 68,24 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

$$\text{Przekrój } z = 2,65 \text{ m}$$

$$\text{Ugięcie maksymalne } f_{k,\max} = 12,71 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = l_o / 350 = 15,14 \text{ mm}$$

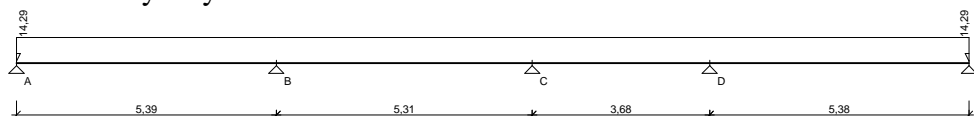
$$f_{k,\max} = 12,71 \text{ mm} < f_{gr} = 15,14 \text{ mm} \quad (83,9\%)$$

Poz. 2.5. Wieniec – W3

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Dach	9,11	1,35	--	12,30	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,29m·25,0kN/m ³]	1,81	1,10	--	1,99	cała belka
Σ :		10,92	1,31		14,29	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała

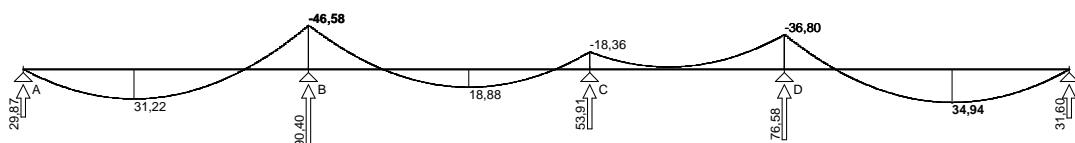
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

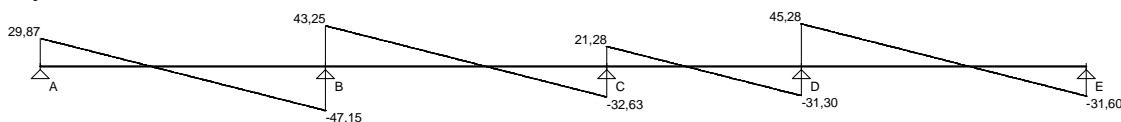
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

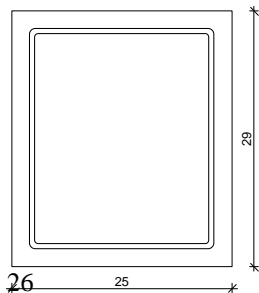
Momenty zginające [kNm]:



Siły tnące [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$$b_w = 25,0 \text{ cm}, \quad h = 29,0 \text{ cm}$$

$$\text{otulina zbrojenia } c_{nom} = 20 \text{ mm}$$

Podpora B – max moment podporowy:Zginanie: (przekrój **b-b**)Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)46,58 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 4,93 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,94\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)46,58 \text{ kNm} < M_{Rd} = 55,23 \text{ kNm}$ (84,3%)SGU:Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)35,59 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,245 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (81,5%)**Przęsło D – E – max moment przęsłowy:**Zginanie: (przekrój **g-g**)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 34,94 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,56 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,94\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostokątnych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 34,94 \text{ kNm} < M_{Rd} = 55,23 \text{ kNm}$ (63,3%)Ścinanie:Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 39,83 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 190 mm na całej długości przęsła

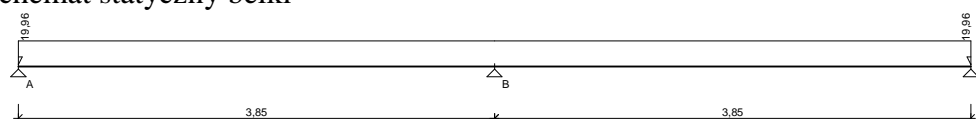
Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 39,83 \text{ kN} < V_{Rd1} = 49,38 \text{ kN}$ (80,7%)SGU:Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 26,70 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,180 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (60,0%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 20,83 \text{ mm} < a_{lim} = 5380/200 = 26,90 \text{ mm}$ (77,4%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 33,24 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Ostatecznie przyjęto po 3φ16 na pionowych bokach wieńca – w sumie 6φ16, strzemiona φ6 co 190 mm na całej długości wieńca.**Poz. 2.5. Wieniec – W4**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Dach	9,28	1,25	--	11,60	cała belka
2.	Ściana	5,45	1,22	--	6,65	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,25m·0,25m·25,0kN/m ³]	1,56	1,10	--	1,72	cała belka
Σ:		16,29	1,23		19,96	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała

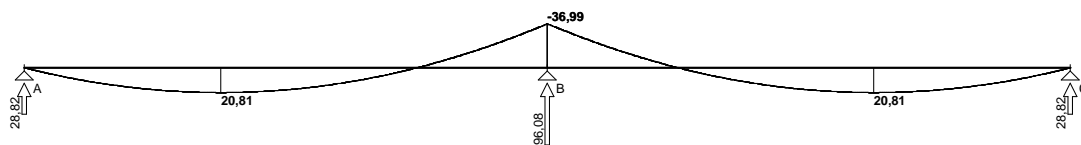
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

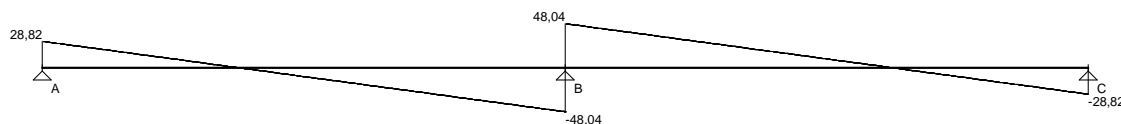
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

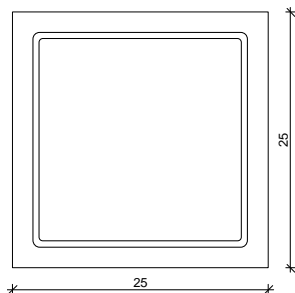
Momenty zginające [kNm]:



Siły tnące [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 20,81 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,45 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 20,81 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,02 \text{ kNm}$ (74,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)41,23 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 100 mm** na odcinku 50,0 cm przy prawej podporze oraz co 160 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)41,23 \text{ kN} < V_{Rd3} = 41,77 \text{ kN}$ (98,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,98 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,260 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (86,7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 12,18 \text{ mm} < a_{lim} = 3850/200 = 19,25 \text{ mm}$ (63,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 37,16 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,185 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (61,7%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)36,99 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 4,73 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,12\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)36,99 \text{ kNm} < M_{Rd} = 45,09 \text{ kNm}$ (82,0%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)30,18 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,217 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (72,3%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 20,81 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,45 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 20,81 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,02 \text{ kNm}$ (74,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 41,23 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 100 mm** na odcinku 50,0 cm przy lewej podporze oraz co 160 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 41,23 \text{ kN} < V_{Rd3} = 41,77 \text{ kN}$ (98,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,98 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,260 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (86,7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 12,18 \text{ mm} < a_{lim} = 3850/200 = 19,25 \text{ mm}$ (63,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 37,16 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,185 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (61,7%)

Poz. 2.6. Wieńce żelbetowe W1, W2.

Wieniec żelbetowy W1 przyjęto konstrukcyjnie o wymiarach 25/29cm, z betonu B25 zbrojone 4#12 ze stali A-IIIN, strzemiona φ6 co max. 25cm. Wieniec W2 przyjęto konstrukcyjnie o wymiarach 25/25cm zbrojony j.w.

Poz. 3. Trzpienie żelbetowe.

Poz. 3.1. Trzpienie żelbetowy T1.

Trzpień żelbetowy T1 przyjęto konstrukcyjnie o wymiarach 25/29cm, z betonu B25 zbrojone 4#12 ze stali A-IIIN, strzemiona φ6 co max. 18cm.

Poz.4. Fundamenty.

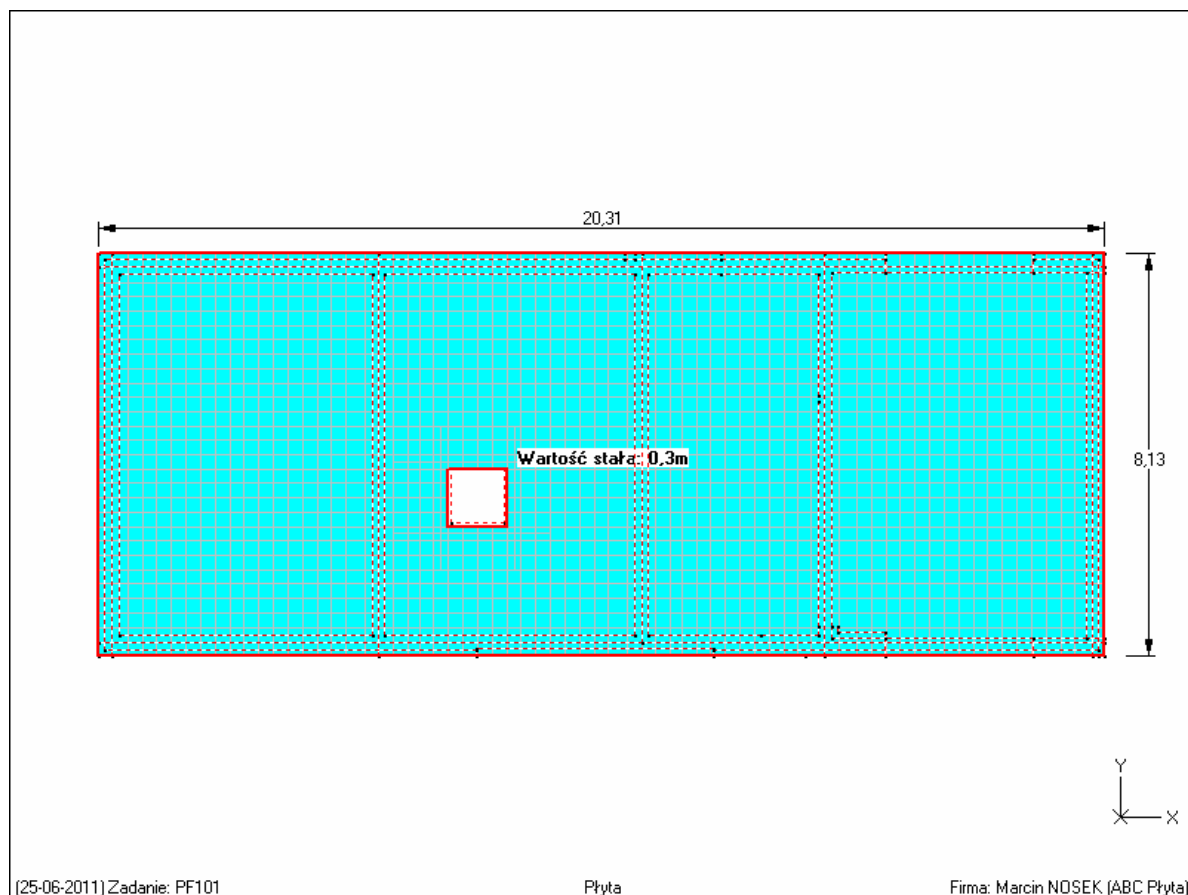
Płyty fundamentowe - PF1, PF2- obc. równomiernie rozłożone

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Posadzka	1,62	1,27	2,06
2.	Zbiorniki	54,87	1,10	60,36
3.	Użytkowe - pom. socjalne, hala reaktorów i po. dmuchaw	1,50	1,40	2,10
4.	Użytkowe pom. techniczne	3,00	1,30	3,90
5.	Magazyny	5,00	1,30	6,50

Płyty fundamentowe - PF1, PF - obc. liniowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Oś 3 i 5	19,54	1,22	23,84
2.	Oś A	22,93	1,22	27,97
3.	Oś C/3-5	32,68	1,22	39,87
4.	Oś C i D	24,26	1,22	29,60
5.	Oś 1 i 7	28,32	1,21	34,27
6.	Oś 2 i 4	22,49	1,20	26,99
7.	Oś 6	25,88	1,20	31,06
8.	Oś B	24,70	1,22	30,13

Poz.4.1. Płyta fundamentowa gr. 30cm pod budynkiem głównym - PF1



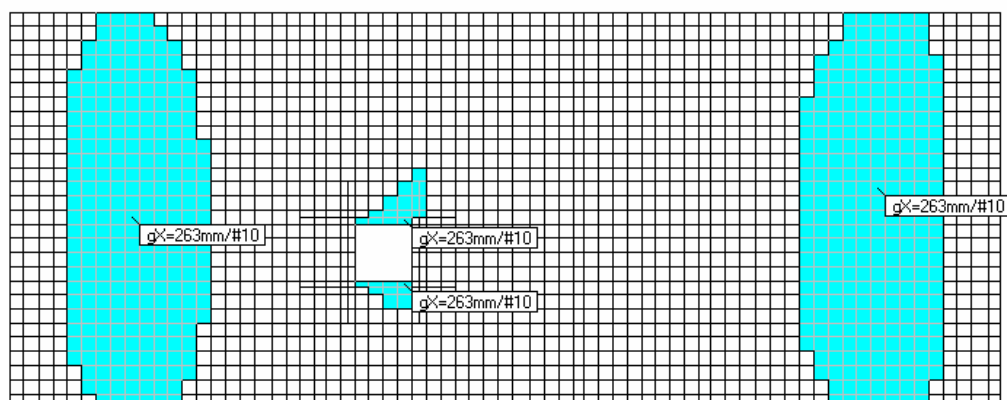
Podłoże jednorodne – piasek średni Ia warstwa geotechniczna

Nr	[MPa]	ni	[kN/m3]	Opis
1	68,9	0,25	18,3	Jednorodne

Pola wkładek mm2/m na górze płyty - kierunek X
Zbrojenie niezbędne (#10) (c=65) (RB500w)

Obwiednia - przez sumowanie (Max - Obliczeniowe)

Dane: 1



mm2/m
299

-(25-06-2011) Zadanie: PF101

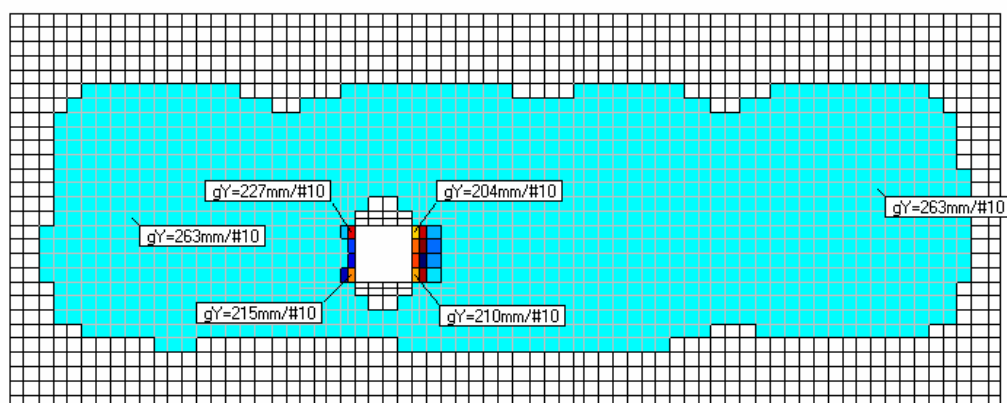
Płyta

Firma: Marcin NOSEK (ABC Płyta)

Pola wkładek mm2/m na górze płyty - kierunek Y
Zbrojenie niezbędne (#10) (c=65) (RB500w)

Obwiednia - przez sumowanie (Max - Obliczeniowe)

Dane: 1



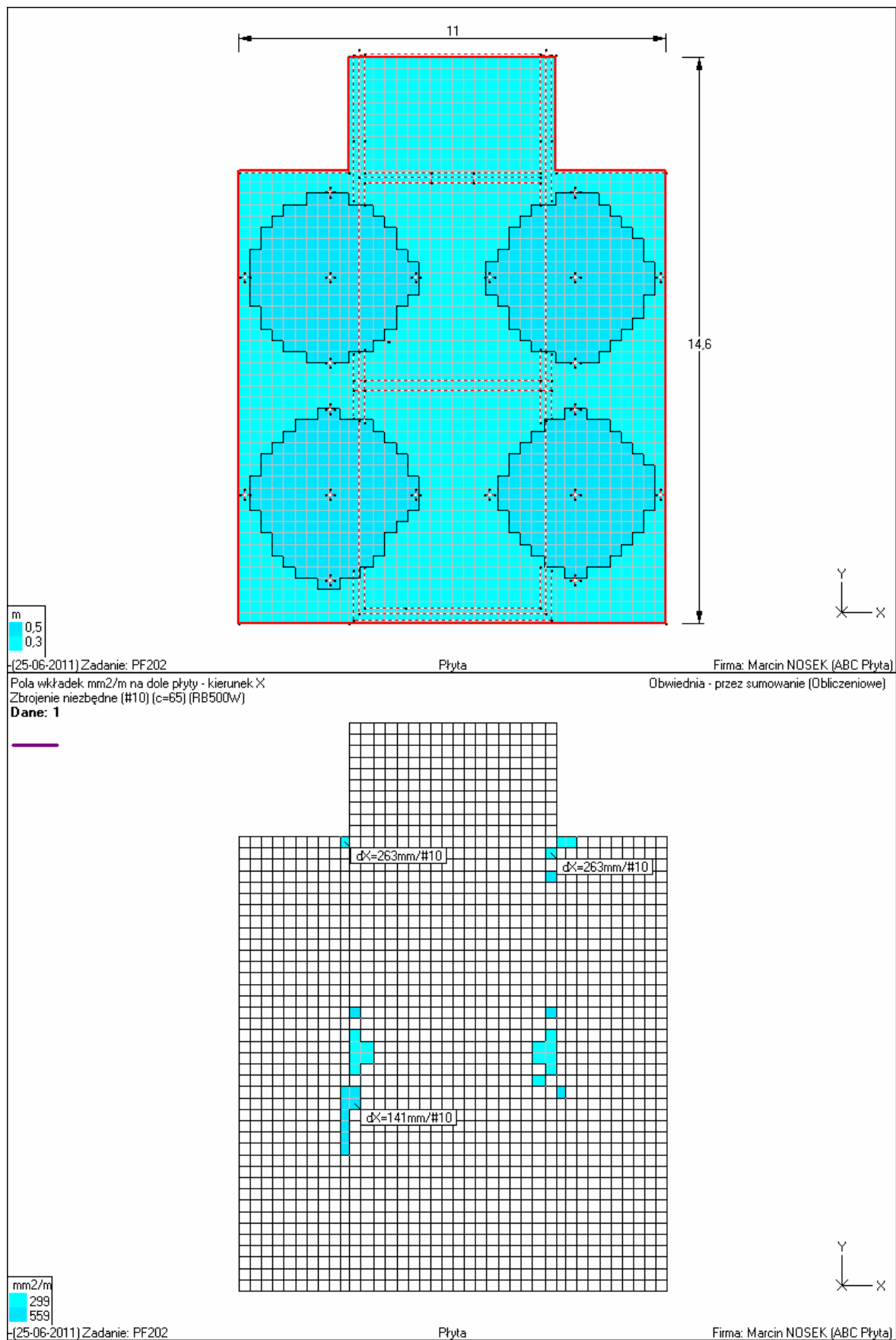
mm2/m
299
300
304
304
305
306
307
313
318
329
331
333
341
346
354
357
366
374
385

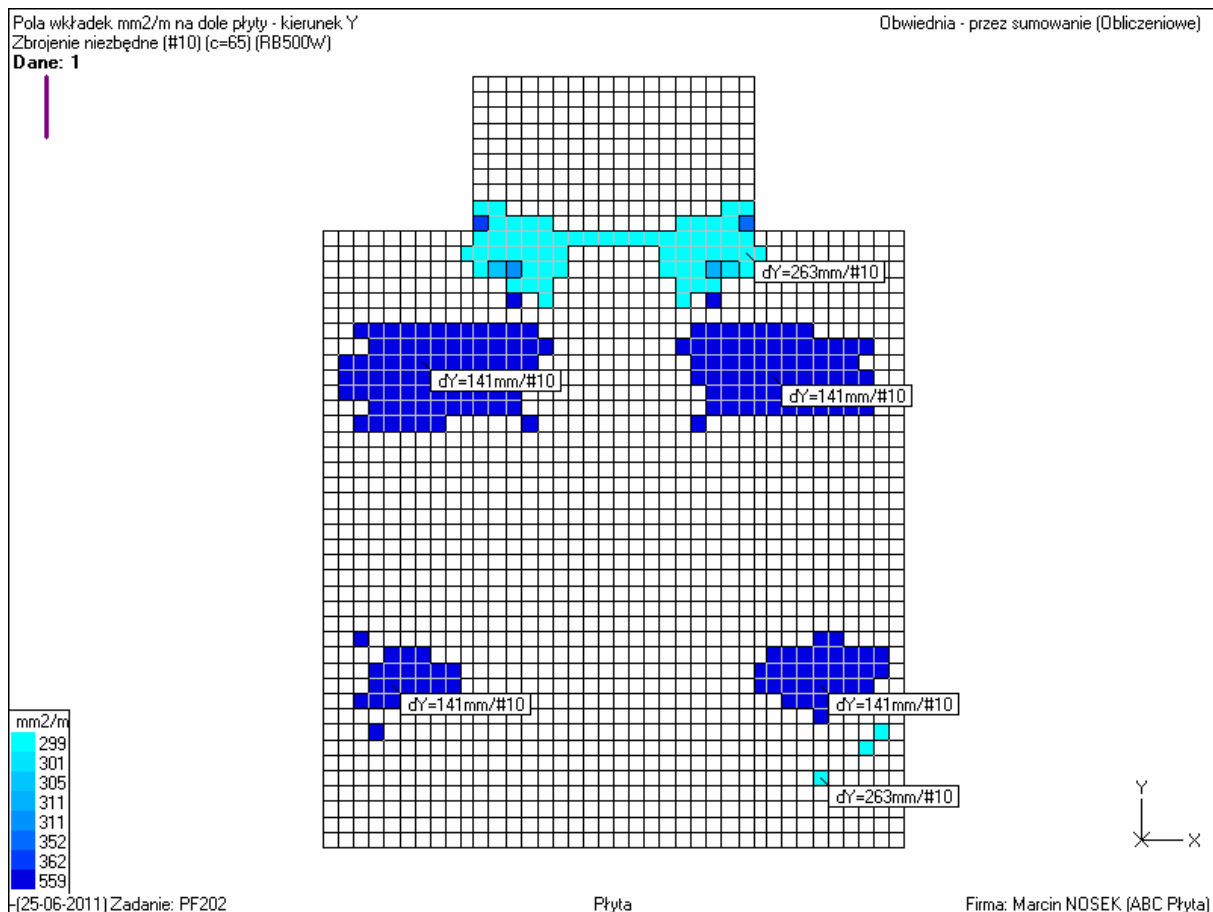
-(25-06-2011) Zadanie: PF101

Płyta

Firma: Marcin NOSEK (ABC Płyta)

Poz.4.2. Płyta fundamentowa gr. 30/50cm pod halą reaktorów – PF2





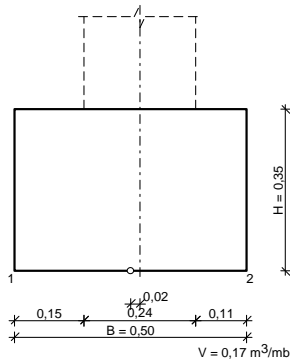
Poz.4.3. Płyta gr. 15cm pod agregat PF3

Przyjęto konstrukcyjnie płytę gr. 15cm z betonu B25 zbrojoną siatką górą #8 co 15cm ze stali A-IIIIN na podłożu z piasku średniego gr. min. 0,5m zagęszczonego mechanicznie warstwami max gr. 25cm do $I_s = \min. 0,98$.

Poz.4.4. Ławy fundamentowe budynku agregatu.

Ława fundamentowa

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Dach [6,180kN/m]	4,94	1,25	6,18
2.	Wieniec grub. 25 cm i szer.29 cm [25,000kN/m ³ ·0,25m·0,29m]	1,81	1,10	1,99
3.	Ściana zewnętrzna szer.290 cm [4,540kN/m ² ·2,90m]	13,17	1,22	16,07
4.	Ściana fundamentowa szer.110 cm [6,330kN/m ² ·1,10m]	6,96	1,12	7,80
	Σ:	26,88	1,19	32,03

DANE:Opis fundamentu :Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

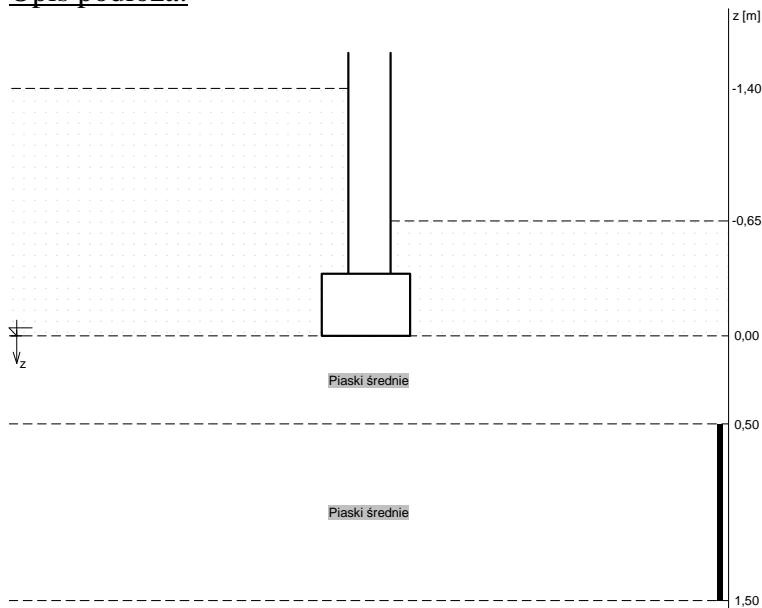
$B = 0,50 \text{ m} \quad H = 0,35 \text{ m}$

$B_s = 0,24 \text{ m} \quad e_B = 0,02 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,40 \text{ m} \quad D_{\min} = 0,65 \text{ m}$

brak wody gruntowej w zasympce

Opis podłoża:

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski średnie	0,50	nie	1,85	0,90	1,10	29,14	0,00	79327	88141
2	Piaski średnie	1,00	tak	1,05	0,90	1,10	30,82	0,00	132188	146875

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	32,03	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 85 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: $1,00$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 122,6 \text{ kN}$

$N_r = 41,2 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 99,3 \text{ kN} \quad (41,5\%)$

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 85,6 \text{ kPa}$

$\sigma_{max} = 85,6 \text{ kPa} < \sigma_{dop} = 120,0 \text{ kPa} \quad (71,4\%)$

Osiadanie:

Osiadanie pierwotne $s' = 0,04 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,01 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,05 \text{ cm}$

$s = 0,05 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (4,9\%)$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Przyjęto konstrukcyjnie podłużnie **4 ϕ 12 mm** ze stali A-IIIIN, strzemiona **ϕ 6 mm** ze stali A-0 co 25cm

Projektował: mgr inż. Marcin Nosek
upr. SWK/0111/POOK/06

Sprawdził: inż. Bożena Szcześniak
upr. KL-228/88