

PROJEKTOWANIE:

- wodociągi
- kanalizacja
- ogrzewanie
- gaz
- wentylacja
- uzdatnianie wody

NADZORY:

- autorskie
- inwestorskie

KONSULTACJE

INSTALAND

Andrzej Białecki

02-784 WARSZAWA, ul. Jana Cybisa 6/46, tel./fax: (0-22) 644 64 75, tel. kom. 0 602 790 965, NIP 951-004-58-97, REGON 010572295

PROJEKT BUDOWLANO - WYKONAWCZY

BUDOWY STACJI UZDATNIANIA WODY W MIEJSCOWOŚCI MARYSIN, GMINA LESZNOWOLA

CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

Inwestor: Gmina Lesznowola
ul. Gminnej Rady Narodowej 60
05-506 Lesznowola

Projektant: mgr inż. Grzegorz Maślankiewicz
nr upr. MAZ/0090/POOK/08

.....

Opracował: tech. Krzysztof Karczmarz

.....

Sprawdził: mgr inż. Mariusz Szydlik
nr upr. MAZ/0230/POOK/04

.....

WARSZAWA - WRZESIEŃ 2009 r.

SPIS TREŚCI

KOPIE UPRAWNIENI, ZAŚWIADCZENIE O PRZYNALEŻNOŚCI DO M.O.I.I.B. I OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA	3
1 OPIS TECHNICZNY	9
1.1 PRZEDMIOT OPRACOWANIA	9
1.2 ZAKRES OPRACOWANIA	9
1.3 OPIS OGÓLNY	9
1.4 WARUNKI GRUNTOWE	9
1.5 OPIS ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNO-MATERIAŁOWYCH	10
1.5.1 Konstrukcja przekrycia dachowego	10
1.5.2 Strop nad halą filtrów	10
1.5.3 Strop nad halą pomp	10
1.5.4 Ściany i słupy	11
1.5.5 Fundamenty budynku	11
1.5.6 Fundamenty pod urządzenia	12
2 WYTYCZNE WYKONAWCZE	12
2.1 WYKOPY	12
2.2 ZASYPYWANIE FUNDAMENTÓW , NASYPY	13
2.3 ROBOTY BETONOWE	13
2.4 ROBOTY ZBROJARSKIE	20
3 RYSUNKI	21
4 OBLICZENIA STATYCZNE	22
4.1 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ	23
4.2 PRZEKRYCIE DACHOWE	25
4.2.1 Krokiew K1	25
4.2.2 Krokiew K2	26
4.2.3 Murlata	27
4.3 KONSTRUKCJA PARTERU	28
4.3.1 Płyta stropowa nad halą pomp	28
4.3.2 Płyta stropowa nad halą filtrów	33
4.3.3 Belka B1	38
4.3.4 Słup S7	39
4.3.5 Ściana murowana wewnętrzna	40
4.4 FUNDAMENTY	41
4.4.1 Ława L1 w osi 2	41
4.4.2 Fundamenty pod urządzenia	43

**KOPIE UPRAWNIEN, ZAŚWIADCZENIE O PRZYNALEŻNOŚCI DO
M.O.I.I.B. I OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA**



sygn. akt. MAZ/7131/ 80 /08 /K

Warszawa, dnia 25 czerwca 2008 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 i ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz.U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 83 poz. 578), **Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa stwierdza, że:**

Pan Grzegorz Wacław Maślankiewicz
magister inżynier

urodzony dnia 16 stycznia 1975 roku w Warszawie, syn Tadeusza

uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

nr MAZ/ 0090 /POOK/08

**do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno – budowlanej**

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Szczegółowy zakres nadanych uprawnień został opisany na odwrocie niniejszej decyzji.

POUCZENIE

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.

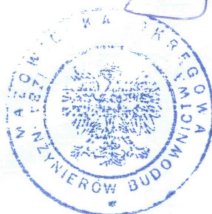
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

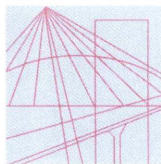
Skład Orzekający

1/ mgr inż. Zygmunt Garwoliński

2/ mgr inż. Leszek Ganowicz

3/ mgr inż. Hanna Bałaj





MAZOWIECKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Warszawa, 24 października 2008

Zaświadczenie

Pan GRZEGORZ WACŁAW MAŚLANKIEWICZ

miejsce zamieszkania:

ul. WIKTORSKA 78 m. 2

02-582 WARSZAWA

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym: *MAZ/BO/0801/08*

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia: *31 października 2009 r.*

MAZOWIECKA OKRĘGOWA IZBA
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
Z-ca PRZEWODNICZĄCEGO

mgr inż. Jerzy Kotowski

Biurowo: ul. Świętokrzyska 14 klatka B, VI/p, 00-050 Warszawa, tel. 022 336 14 02+04, fax w. 18. E-mail: biuro@maz.piib.org.pl, www.maz.piib.org.pl
Dział Członkowski: tel. 022 336 14 05, 022 826 11 05 w. 24, 25, 31, fax w. 26
Komisja Kwalifikacyjna: ul. Mazowiecka 6/8 pokój 105, tel. 022 826 28 67, 022 828 34 10 w. 150, 151, fax w. 153

Grzegorz Maślankiewicz
Imię i nazwisko

mgr inż.
Tytuł

MAZ/0090/POOK/08
nr uprawnień zawodowych

MAZ/BO/0801/08
nr rej. Izby

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA W TRYBIE ART. 20 UST.4 USTAWY PRAWO BUDOWLANE

Ja niżej podpisany Grzegorz Maślankiewicz

Posiadający uprawnienia do projektowania nr MAZ/0090/POOK/08

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

należący do Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

oświadczam, że projekt budowlany:

STACJA UZDATNIANIA WODY W MIEJSCOWOŚCI MARYSIN, GMINA LESZNOWOLA

sporządziłem zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

.....
Podpis

Miejscowość i data Warszawa Wrzesień 2009



sygn. akt. MAZ/7131/337/04/K

Warszawa, dnia 22.12.2004r.

DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5 poz. 42, z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt. 1 i pkt. 5 oraz ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt. 1 i ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2003 r., Nr 207, poz. 2016 z późn. zm.) oraz § 4 ust. 2, § 5 ust. 3d w związku z ust. 3a pkt. 1 i 3b pkt. 1, § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. 1995 r. nr 8 poz. 38, z późn. zm.), Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa działająca w składzie orzekającym: 1/Zygmunt Garwoliński, 2/ Irena Churska, 3/ Marek Karpiński stwierdza, że:

Pan Mariusz Antoni Szydlik
magister inżynier
urodzony dnia 23 maja 1974 roku w Warszawie, syn Antoniego

uzyskał
UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr MAZ/0230/POOK/04

**do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno – budowlanej**

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Szczegółowy zakres nadanych uprawnień został opisany na odwrocie niniejszej decyzji.

POUCZENIE

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Skład Orzekający

1/ mgr inż. Zygmunt Garwoliński

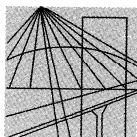
2/ mgr inż. Irena Churska

3/ mgr inż. Marek Karpiński

Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
p. o. mgr inż. Ryszard Chaciński



Przewodniczący
Mazowieckiej Okręgowej Izby
Inżynierów Budownictwa
mgr inż. Wiesław Olechnowicz



MAZOWIECKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Warszawa, 8 kwietnia 2009

Zaświadczenie

Pan **MARIUSZ ANTONI SZYDLIK**

miejsce zamieszkania:

ul. MICHAŁOWICZA 30

02-495 WARSZAWA

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym: *MAZ/BO/0380/05*

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne

od dnia: *1 maja 2009 r.* do dnia: *30 kwietnia 2010 r.*

[Signature]
mgr inż. *[Name]*

Biurowo: ul. 1 Sierpnia 36B, 02-134 Warszawa, tel. 022 868 35 35, 022 868 35 81, 022 868 35 82, fax 022 868 35 49, www.maz.pilb.org.pl, e-mail: biuro@maz.pilb.org.pl
Dział Członkowski: tel. 022 878 04 11, 022 826 11 05, fax 022 300 99 00, Dział Szkoleń: 022 828 34 10, 022 868 35 50
Komisja Kwalifikacyjna: tel. 022 878 04 03, 022 878 04 04, fax 022 826 28 67 w. 153

Mariusz Szydlik
Imię i nazwisko

mgr inż.
Tytuł

MAZ/0230/POOK/04
nr uprawnień zawodowych

MAZ/BO/0380/05
nr rej. Izby

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA W TRYBIE ART. 20 UST.4 USTAWY PRAWO BUDOWLANE

Ja niżej podpisany Mariusz Szydlik

Posiadający uprawnienia do projektowania nr MAZ/0230/POOK/04

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

należący do Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

oświadczam, że sprawdzony przeze mnie projekt budowlany:

**STACJA UZDATNIANIA WODY W MIEJSCOWOŚCI MARYSIN,
GMINA LESZNOWOLA**

został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

.....
Podpis

Miejscowość i data Warszawa Wrzesień 2009

1 OPIS TECHNICZNY

1.1 PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany konstrukcji nowoprojektowanego budynku stacji uzdatniania wody w Marysinie, gmina Lesznowola.

1.2 ZAKRES OPRACOWANIA

Projekt obejmuje określenie podstawowych obciążeń, schematów statycznych i metod obliczeniowych dla nowoprojektowanego obiektu. W wyniku przeprowadzonych analiz i obliczeń uzyskano wymiary i przekroje głównych elementów nośnych budynku, ich usytuowanie oraz przyjęto rozwiązania materiałowe.

1.3 OPIS OGÓLNY

Projektowany budynek o wymiarach w rzucie około 18.3m×12.6m i wysokości około 7.1m jest budynkiem jednokondygnacyjnym, przekrytym dachem drewnianym czterospadowym z poddaszem nieużytkowym. W budynku zlokalizowane są: hala filtrów, hala pomp oraz pomieszczenia gospodarcze. Konstrukcja budynku jest następująca: ściany murowane z pustaków ceramicznych Porotherm, ścianki i słupki żelbetowe, stropy i belki żelbetowe, ławy żelbetowe. Budynek jest niepodpiwniczony.

1.4 WARUNKI GRUNTOWE

Określono na podstawie opracowania: „Dokumentacja geotechniczna do projektu budowy Stacji Uzdatniania Wody przy ul. Gruntowej w miejscowości Marysin, gmina Lesznowola” opracowanego przez mgr G. Grzebalskiego w czerwcu 2009r.

Powierzchnia terenu w rejonie projektowanej stacji jest płaska, wzniesiona do rzędnej ok. 116,3m. Pod względem geomorfologicznym opiniowany teren znajduje się w obszarze zdenudowanej wysoczyzny morenowej Równiny Warszawskiej.

W podłożu gruntowym wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

- 0 – warstwa gleby (H) o miąższości do 0,3m – grunt nienośny;
- I – piaski średnie i drobne (Ps, Pd) wodnolodowcowe średniozagęszczone, $I_D=0,50$, $\gamma=20,0 \text{ kN/m}^3$, $\phi_u=33^\circ$, $M_0=94,6 \text{ MPa}$ o miąższości ok. 0,6m;
- IIIa – glina piaszczysta (Gp) morenowa w stanie plastycznym, grunt typu B, $I_L=0,30$, $\gamma=21,0 \text{ kN/m}^3$, $\phi_u=16^\circ$, $c_u=28 \text{ kPa}$, $M_0=29,2 \text{ MPa}$ o miąższości ok. 0,5m ;
- II - piaski pylaste ($P\pi$) zastoiskowe średniozagęszczone , $I_D=0,50$; $\gamma=19,0 \text{ kN/m}^3$; $\phi_u=30^\circ$, $M_0=61,9 \text{ MPa}$ grubości od 0,5÷1,3m;

Jako miarodajną do wymiarowania fundamentów przyjęto warstwę II.

Na terenie stacji woda gruntowa występuje w nieciągłych przewarstwieniach piaszczystych.

Napięte zwierciadło wody nawiercane na zmiennej głębokości w granicach 1,2÷1,6m, stabilizowało się na głębokości ok. 1,0m poniżej poziomu terenu. Zbierającą się wodę w wykopie fundamentowym należy odpompowywać.

1.5 OPIS ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNO-MATERIAŁOWYCH

1.5.1 Konstrukcja przekrycia dachowego

Dach drewniany (krokwiowy) czterospadowy o zróżnicowanej geometrii oparty jest bezpośrednio na stropie oraz na ścianach kolankowych, poprzez murłaty, płatwie i słupki. Elementy zadaszenia: krokwie, płatwie, zastrzały, słupki, murłaty z drewna min.C24. Wymiary krokwi: 6x18cm w rozstawie co 80cm, płatwie: 14x14cm, 12x18cm, zastrzały: 6x12cm, słupki: 12x12cm, murłaty 12x12cm, 4x14cm, 8x14cm, 14x14cm kotwione śrubami średnicy $\phi 12\text{mm}$ co ok. 1,5m oraz min. 2 kotwy na jednym elemencie murłaty.

Pokrycie dachu w postaci blachodachówki na łatach i kontrłatach. Warstwy dachowe wg projektu architektury.

Ściany kolankowe podpierające konstrukcję dachu oparte są na stropie nad parterem.

Elementy drewniane z drewna klasy minimum C24. Drewno konstrukcji powinno być zaimpregnowane np. środkiem „DREWNOSOL”.

1.5.2 Strop nad halą filtrów

Zaprojektowano strop monolityczny żelbetowy, krzyżowo-zbrojony o grubości 16cm z betonu B25, zbrojonego stalą RB500W. Strop po obwodzie zakończony jest belką obwodową o wymiarach 25x40cm. Belki wystające w górę ponad strop w układzie krzyżowym o wymiarach 25x60cm. Otulina górna i dolna prętów w stropie w kierunku uprzywilejowanym 2cm, w belkach 2,5cm.

1.5.3 Strop nad halą pomp

Zaprojektowano strop monolityczny żelbetowy, krzyżowo-zbrojony o grubości 20cm z betonu B25, zbrojonego stalą RB500W. Otulina górna i dolna prętów w stropie w kierunku uprzywilejowanym 2cm.

1.5.4 Ściany i słupy

Ściany konstrukcyjne grubości 25cm z pustaków ceramicznych Porotherm klasy 15MPa na zaprawie cementowo - wapiennej klasy 5MPa, murowane na pełne spoiny poziome i pionowe.

Komin murować z cegły ceramicznej pełnej kl. 15MPa na zaprawie cem.-wap. klasy 5MPa. Po wykonaniu całości konstrukcji stropu wraz z więźbą dylatację pomiędzy kominem a stropem wypełnić zaprawą cem.- wap.

Słupy żelbetowe stykające się ze ścianami z betonu B25 o wymiarach 25x25cm. Stal RB500W, otulina 2,5cm do lica prętów głównych. Wszystkie słupy stykające się ze ścianami nośnymi należy zalewać w strzępiach min.15cm pozostawionych w ścianach.

Ścianki żelbetowe gr. 15cm z betonu B25 zbrojonego stalą RB500W. Otulina prętów pionowych 3cm do lica prętów.

Nadproża monolityczne żelbetowe z betonu B25 oraz prefabrykowane typu „L” w zależności od rozpiętości. Belki i nadproża monolityczne opierać na murze z pustaków Porotherm poprzez wymurowanie dwóch warstw muru z cegły pełnej.

Wieńce na ścianach konstrukcyjnych o przekroju 25x25cm z betonu B25, stal RB500W.

Ściany działowe gr. 12cm wg projektu architektury. Górą ściany działowe należy oddylać od konstrukcji.

Ścianę w osi C pomiędzy słupami S-4 (oznaczonymi na schemacie konstrukcji) należy wykonać jako osłonową niekonstrukcyjną (do wysokości +3,5m), dopiero po wprowadzeniu do wnętrza budynku wszystkich urządzeń technologicznych. W ścianie należy wykonać nadproże prefabrykowane wg rysunku.

1.5.5 Fundamenty budynku

Posadowienie budynku zaprojektowano na ławach żelbetowych o wymiarach 45x40cm i 80x40cm. Ściany fundamentowe z bloczków betonowych B15 gr. 25cm na zaprawie M5. Fundamenty należy wykonywać na 10cm warstwie betonu B10. Powierzchnie fundamentów oraz ścian fundamentowych zabezpieczyć poprzez naniesienie dwóch warstw roztworu bitumicznego np.: Abizol R+P, do poziomu gruntu oraz wykonać izolację przeciwwilgociową wg projektu architektury.

Ze względu na szereg przejść instalacyjnych przez fundamenty budynku, na części fundamentów zaprojektowano ławy schodkowe.

Minimalna głębokość posadowienia wynikająca z głębokości przemarzania wynosi 1 m dla fundamentów.

Fundamenty zaprojektowano z betonu B25, stal RB500W, otulina 5cm. W fundamentach należy osadzić zbrojenie (startery) słupów żelbetowych.

1.5.6 Fundamenty pod urządzenia

W obiekcie zaprojektowano szereg fundamentów blokowych pod urządzenia instalacyjne, takie jak: pompy i filtry.

Fundamenty zaprojektowano jako żelbetowe, monolityczne, wykonane z betonu B25, zbrojonego stalą A-IIIN (RB500W). Wymiary fundamentów:

- Fundament F1 pod pompy sieciowe: 80x210cm, grubość 130cm
- Fundament F2 pod pompy pośrednie i popłuczne: 100x340cm, grubość 130cm
- Fundament F3 pod filtry: dwa bloki o wym. 210x710cm, grubość 60cm.

Każdy z bloków fundamentu F3 jest połączony monolitycznie z kanałem popłucznym o szerokości 54cm i wysokości w świetle konstrukcji 91cm. Kanały są połączone między sobą dodatkowym kanałem o takich samych wymiarach. Grubości ścian kanału popłucznego zaprojektowano o szerokości 20cm. Płyta denna kanału popłucznego została przewidziana jako płaska, bezspadkowa. Wymagane pochylenie o wartości 2% lub 3,3% należy wykonać w postaci wylewki betonowej. W części kanału zaprojektowano przegłębienie (studzienkę) z ze względu na wejście rury instalacyjnej. Z uwagi na dużą prędkość przepływu wody kanałem popłucznym, oraz ze względu na konieczność zapewnienia szczelności kanału, wymagane jest wykonanie okładziny ceramicznej kanału według projektu architektonicznego. Kanał popłuczny zostanie przekryty ocynkowanymi kratkami stalowymi typu Mostostal KOZ/34x38/30x3. Przed zabetonowaniem fundamentu F3 należy osadzić w nim kątownik stalowy pod oparcie krtek stalowych typu „Mostostal”.

Przed zabetonowaniem fundamentów należy osadzić w nich elementy instalacji technologii uzdatniania wody (rury) wg projektu instalacyjnego.

Jeżeli dostawca filtrów i pomp będzie tego wymagał, to przed zabetonowaniem fundamentów należy osadzić w nich elementy kotwiące do tych urządzeń.

Pomiędzy fundamentami F1, F2, F3 a posadzką hali należy wykonać dylatację szerokości 2cm. Powstałą szczelinę należy uzupełnić masą bitumiczną lub korkiem.

2 WYTYCZNE WYKONAWCZE

2.1 Wykopy

- ostatnia 10÷20cm warstwa wykopu powinna być wykonana ręcznie lub koparkami wyposażonymi w gładkie łyżki tak aby nie nastąpiło rozluźnienie gruntu zalegającego w dnie,
- przed przystąpieniem do dalszych robót wykopy muszą być odebrane przez kierownika budowy lub geotechnika,
- w przypadku przekopania, natrafienia na grunty słabsze niż to przewidziano w projekcie lub badaniach geotechnicznych, miejsca te należy uzupełnić piaskiem stabilizowanym, cementem lub też poprawić w inny sposób akceptowany przez sztukę budowlaną,

- po wykonaniu wykopów należy niezwłocznie wykonać warstwę ochronną z betonu podkładowego (B10) zabezpieczającą grunty spoiste przed uplastycznieniem przez opady atmosferyczne,
- wykopy prowadzone poniżej poziomu wody gruntowej muszą być odwodnione w sposób zabezpieczający wymywanie gruntu spod sąsiednich fundamentów.

2.2 Zasypywanie fundamentów , nasypy

- materiał użyty do nasypów musi być wolny od korzeni, gałęzi, liści i innych części organicznych, dużych kamieni, gruzu, itp. i każdorazowo zaakceptowany przez kierownika budowy. Podstawowym materiałem używanym do tego rodzaju prac powinna być pospółka lub piasek kopalniany.
- w przypadku użycia do wykonywania nasypów gruntów spoistych muszą one spełniać jednocześnie następujące warunki:
 - *granica płynności $w_L < 45\%$,
 - *granica plastyczności $w_p < 18\%$,
 - *maksymalny ciężar objętościowy szkieletu gruntowego $d_s > 1,8 \text{ T/m}^3$,
 - *ogólnie rzecz biorąc wskaźnik zagęszczenia gruntów w nasypach według normalnej metody Proctor'a musi wynosić, co najmniej, $I_s = 0,95$,
- nasypy będą zagęszczone w warstwach nieprzekraczających 20cm, z każdego 50m³ gruntu użytego do nasypu będą pobrane 3 próby dla wykonania badania Proctor'a,
- zasypywanie fundamentów należy wykonywać tak, aby nie uszkodzić żadnych elementów konstrukcji i izolacji,
- przy zasypywaniu rur należy zwrócić szczególną uwagę, aby materiał ziemny nie zawierał żadnych kamieni przynajmniej w przestrzeni 30 cm ponad wierzchem rury.

2.3 Roboty betonowe

Cement musi spełniać wymagania normy przedmiotowej:

PN-EN 197-1:2002 Tytuł: Cement - Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku

Należy stosować cement portlandzki, ewentualnie hutniczy.

Receptury powinny być przygotowane w sposób zapewniający wymaganą wytrzymałość, konsystencję, urabialność i możliwość transportu na miejsce ułożenia.

Beton musi spełniać wymagania normy przedmiotowej:

PN-EN 206-1:2003 Beton - Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.

Kruszywo musi spełniać wymagania normy przedmiotowej:

PN-EN 12620:2004 Tytuł: *Kruszywa do betonu.*

PN-EN 933-1:2000 Tytuł: *Badania geometrycznych właściwości kruszyw - Oznaczanie składu ziarnowego - Metoda przesiewania.*

PN-EN 933-4:2001 Tytuł: *Badania geometrycznych właściwości kruszyw - Część 4: Oznaczanie kształtu ziarn - Wskaźnik kształtu.*

PN-B-06714-13:1978 Tytuł: *Kruszywa mineralne - Badania - Oznaczanie zawartości pyłów mineralnych.*

PN-B-06714-12:1976 Tytuł: *Kruszywa mineralne - Badania - Oznaczanie zawartości zanieczyszczeń obcych.*

PN-EN 1097-6:2002 Tytuł: *Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw -- Część 6: Oznaczanie gęstości ziarn i nasiąkliwości.*

Woda musi spełniać wymagania normy przedmiotowej:

PN-EN 1008:2004 Tytuł: *Woda zarobowa do betonu -- Specyfikacja pobierania próbek, badanie i ocena przydatności wody zarobowej do betonu, w tym wody odzyskanej z procesów produkcji betonu.*

W przypadku stosowania do betonu wody pitnej nie są wymagane żadne jej badania.

W przeciwnym przypadku woda musi spełniać następujące wymagania w/w normy w szczególności:

- nie mogą występować ślady olejów lub tłuszczów,
- ewentualna piana z detergentów musi w całości zniknąć w czasie 2 minut,
- woda nie powinna mieć żadnego zabarwienia,
- powinna być przezroczysta, nie może być mętna,
- nie może zawierać zawiesin,
- musi mieć obojętny zapach, w szczególności niedopuszczalne jest by woda miała zapach rozkładających się związków organicznych,
- po dodaniu kwasu chlorowodorowego niedopuszczalny jest zapach siarkowodoru,
- po dodaniu NaOH barwa powinna być żółtawobrazowa lub jaśniejsza.

- **Dodatki i domieszki:**

Stosowanie dodatków i domieszek powinno być zgodne z recepturami podanymi przez producenta i potwierdzonymi stosownymi dokumentami (świadectwami) wydanymi przez placówki naukowo – badawcze (np. ITB) oraz zaaprobowanymi przez Kierownika budowy.

- **Jakość betonu**

Stosuje się następujące klasy betonu:

B-10 - jako beton podkładowy

B-25 - jako beton konstrukcyjny

Wykonawca jest odpowiedzialny za przygotowanie recept do wykonania mieszanki betonowej i musi być ona z PN-EN 206-1:2003.

- **Transport betonu**

Transport nie może powodować rozsegregowania składników, zmiany składu mieszanki, zanieczyszczenia mieszanki obniżenia mieszanki poniżej temperatury określonej w wymaganiach technologicznych.

Transport daleki (z wytwórni na plac budowy) powinien być możliwie krótki, nie powodujący rozsortowania składników, rozpoczęcia wiązania w czasie transportu, rozrzedzenia mieszanki, zbytniego jej ochłodzenia.

Transport bliski (na placu budowy) może być wykonany w dowolny sposób nie powodujący rozsortowania składników, rozpoczęcia wiązania w czasie transportu, rozrzedzenia mieszanki, zbytniego jej ochłodzenia. Należy transportować mieszankę w jak największych objętościach i ograniczać wstrząsy do minimum.

W przypadku transportu z wykorzystaniem pompy do betonu należy zapewnić odpowiednią lepkość i trwałość.

Niedopuszczalne jest dodawanie wody do betonu przemysłowego w czasie jego transportu.

- **Układanie betonu**

Układanie mieszanki betonowej można prowadzić jeśli temperatury powietrza są w zakresie od -5°C do +30°C przy zapewnieniu odpowiedniej pielęgnacji elementów. W czasie niskich temperatur należy podgrzewać wodę i kruszywo tak, aby temperatura mieszanki betonowej w czasie układania nie była niższa niż 2÷3°C. W żadnym przypadku w betonie nie mogą znajdować się kawałki lodu, czy też zamrożonego kruszywa. Wysokość swobodnego zrzucania mieszanki betonowej nie może przekraczać 1,0 metra, im mieszanka jest bardziej ciekła tym wysokość powinna być niższa – dla konsystencji ciekłej mniej niż 50cm. Przy większych wysokościach należy stosować elastyczne rury (rękawy), rynny lub pomosty pośrednie. Ostatni odcinek powinien być pionowy, mieszanka powinna opadać centrycznie w stosunku do deskowania. Maksymalna grubość układanych warstw nie powinna przekraczać 30 cm, przerwy w betonowaniu elementów ciągłych nie mogą być dłuższe niż czas wiązania betonu. Jeśli przekraczają 30 minut to powierzchnie styku należy połączyć wodą.

- **Zagęszczanie mieszanki betonowej**

Mieszanka musi być zagęszczona do stanu ścisłego i jednorodnego, deskowanie musi być szczelnie wypełnione i zbrojenie dokładnie otulone, powierzchnia wykonanej konstrukcji powinna być gładka i nie może mieć porów.

Zagęszczać należy w dowolny sposób, który zapewni ww. parametry betonu, jednocześnie metoda musi być dostosowana do konsystencji mieszanki betonowej.

W przypadku wibrowania nie wolno dopuścić do nadmiernego wydzielenia się mleczka cementowego na powierzchni betonu. W przypadku stosowania wibratorów pogrążanych należy je opuszczać i podnosić pionowo, nie wolno dotykać wibratorami do zbrojenia ani deskowania, zanurzać wibrator należy pod jego ciężarem własnym, unosić w tempie umożliwiającym zamknięcie się otworu pod nim.

- **Przerwy robocze**

Niedopuszczalne jest wykonywanie przerw roboczych w miejscach w których występują duże siły wewnętrzne.

Jeśli przerwa jest dłuższa niż 3-4 godziny to powierzchnia ułożonego betonu powinna być dodatkowe zwilżona wodą.

Bezpośrednio przed rozpoczęciem dalszego betonowania należy powierzchnię starego betonu skuć do głębokości 0,5-3cm lub zeskrobać szczotkami drucianymi a następnie odkurzyć sprężonym powietrzem lub silnym strumieniem wody. Na tak przygotowaną powierzchnię należy nałożyć kilkumilimetrową warstwę tłustego zaczynu cementowego lub zaprawy cementowej i dopiero na tak przygotowaną powierzchnię nałożyć mieszankę betonową.

Planowane przerwy robocze (ich liczba, położenie, kształt) muszą być uzgadniane z projektantem.

Dopuszcza się stosowanie innych metod, uzgodnionych z projektantem, które zapewnią jednorodną pracę betonowanych elementów.

- **Pielęgnacja betonu**

PN-B-06251:1963 Tytuł: *Roboty betonowe i żelbetowe -- Wymagania techniczne.*

Instrukcja ITB nr 282: *Wytyczne wykonywania robót budowlano-montażowych w okresie obniżonych temperatur. ITB Warszawa 1988.*

- **Pielęgnacja w okresie letnim**

Pielęgnacja ma zapewnić odpowiednią ilość wody do hydratacji betonu oraz uniemożliwić uszkodzenia mechaniczne betonowanych powierzchni. Woda do pielęgnacji betonu powinna spełniać te same standardy co woda zarobowa. W przypadku intensywnych opadów deszczu należy zapewnić osłonę betonu przed rozmywaniem. Powierzchnia świeżo ułożonego betonu musi być chroniona również przed słońcem i suchymi wiatrami.

Dopuszcza się stosowanie pielęgnacji mokrej lub w szczególnie uzasadnionych przypadkach, po konsultacji z projektantem, pielęgnacji przy zastosowaniu powłoki ochronnej.

- Pielęgnacja mokra

Pielęgnacja mokra powinna rozpocząć się po uzyskaniu przez beton wytrzymałości 0,3 do 0,5MPa (ok. 12h po zabetonowaniu elementów, jeśli możliwe to wcześniej). Można zastosować polewanie wodą lub okrycie konstrukcji matami nasączonymi wodą. **W żadnym wypadku nie wolno doprowadzić do kierowania strumienia wody bezpośrednio na beton ani do wymywania mleczka cementowego.**

Częstotliwość i okres trwania pielęgnacji mokrej należy dostosować do warunków termicznych, wielkości działek i doświadczenia wykonawcy.

Proponuje się poniższe zalecenia okresów pielęgnacji i ilości polewań (zalecenia literatury i normy ACI 308-98):

Temperatura powietrza	25 °C	30 °C	35 °C	40°C
Czas pielęgnacji, dni	20	17	14	11
Liczba polewań w ciągu doby	3	4	5	6

Wg ACI 308-98.

Rodzaj	Każdy beton	Duże powierzchnie CEM I	Duże powierzchnie CEM II- CEM IV	Betony wodoszczelne
Czas pielęgnacji, dni	3	7	14	14
Liczba polewań w ciągu doby	3	4	5	6

Wg Z. Jamroży „Beton i jego technologie”

- **Szok termiczny**

Aby nie narazić betonu na szok termiczny i skurcz należy wykonywać polewanie z zastosowaniem wody o temperaturze zbliżonej do temperatury powierzchni betonu (maksymalna różnica 10°C) i w wyniku polewania nie wolno obniżyć temperatury betonu o więcej niż 5°C.

- **Pielęgnacja przy wykorzystaniu mat**

Pielęgnacja przy wykorzystaniu mat powinna trwać nie krócej niż przez polewanie, należy zapewnić stałą wilgotność mat w całym okresie pielęgnacji. Jako maty można wykorzystać geowłókniny, tkaniny jutowe, konopne, grube maty bawełniane.

- **Pielęgnacja przez zastosowanie powłoki ochronnej**

Pielęgnacja przez zastosowanie powłoki ma zapobiegać ubytkowi wody z powierzchni betonu bez doprowadzania wody z zewnątrz. W tym celu można stosować folie

polietylenowe i PCV o grubości ponad 0,1mm. Folia czarna powinna być stosowana w czasie chłodnych dni, jasna w czasie ciepłych. Pokrycie powierzchni powinno nastąpić tak szybko jak to możliwe – po uzyskaniu niezbędnej twardości powierzchni i zakończeniu wydzielania się wody z powierzchni betonu. Zaleca się by przed pokryciem spryskać powierzchnię betonu wodą. Można również stosować powłoki błonotwórcze, które należy wykonać natychmiast po ustaniu wydzielania się wody ale zanim powierzchnia betonu wyschnie. **Zastosowanie takiego sposobu pielęgnacji wymaga konsultacji z projektantem.**

Ostateczną metodę pielęgnacji betonu w warunkach wysokich temperatur powinien podjąć wykonawca na podstawie swojego doświadczenia z uwzględnieniem istniejących warunków pogodowo-termicznych.

- Pielęgnacja w okresie zimowym

Nie jest dopuszczalne betonowanie w temperaturze niższej niż -5°C . Jeśli betonowanie przebiega w temperaturach ujemnych należy dostosować skład mieszanki tak, by zapewnić jak najszybszy przyrost nośności (np. przez stosowanie cementów szybkowiązujących np. CEM I 32.5R, zwiększenie ilości cementu w betonie w granicach dopuszczalnych przez normy).

Zaleca się również ograniczenie ilości wody zarobowej, przez stosowanie plastyfikatorów oraz podgrzanie mieszanki (nie może zostać przekroczona temperatura 35°C).

Minimalne temperatury mieszanki w zależności od wymiaru elementu w przypadku temperatury powietrza niższej niż $+5^{\circ}\text{C}$ wynoszą wg literatury i normy ACI 306R-97:

Minimalny wymiar elementu [cm]	<30	30-90	90-180	>180
Temperatura mieszanki [$^{\circ}\text{C}$]	13	10	7	5

Wg ACI 306R-97

Temperatura powietrza	Minimalna temperatura świeżego betonu
$+5^{\circ}\text{C}$ do -3°C	Jeśli zawartość cementu $>240\text{ kg/m}^3$ $+5^{\circ}\text{C}$, Jeśli zawartość cementu $<240\text{ kg/m}^3$ $+10^{\circ}\text{C}$
Poniżej -3°C	$+10^{\circ}\text{C}$

Wg DIN 1045

Jeśli temperatura powietrza spadnie poniżej 0°C należy zapewnić przynajmniej 48 godzin ochrony elementu przez temperaturami ujemnymi tj. powierzchnia betonu nie może mieć temperatury niższej niż $+5^{\circ}\text{C}$.

Można stosować ochronę bierną – okładanie matami lub płytami trzcinowymi lub słomowymi, płytami wiórowymi, styropianem, matami z wełny mineralnej itp. Można stosować również nagrzewanie – zgodnie z wiedzą techniczną i wytycznymi ITB. Należy stosować osłony przeciw wiatrowi w formie papy, folii lub innych materiałów szczelnych.

Jeśli temperatura powietrza wynosi $+5^{\circ}\text{C}$ lub mniej nie wolno stosować polewania betonu.

- **Roboty ciesielskie**

- **Deskowanie**

Można stosować deskowanie systemowe lub ciesielskie o ile zapewnia stabilność kształtu i lokalizacji elementów w momencie betonowania i bezpośrednio po nim. Deskowania muszą być wykonane tak, aby elementy betonowe miały wymiary i położenie zgodne z rysunkami konstrukcyjnymi. Powierzchnie wewnętrzne powinny być gładkie, styki szczelne. Niedopuszczalny jest wyciek mleczka cementowego przez otwory w deskowaniu.

W celu zapewnienia małej przyczepności betonu do deskowania i ułatwienia rozdeskowania należy stosować środki antyadhezyjne zgodnie z instrukcjami producenta i odpowiednimi aprobatami technicznymi. Nie mogą one zakłócać procesów wiązania, twardnienia betonu oraz nie mogą wpływać na późniejszą obróbkę powierzchni (np. powodując brak przyczepności tynku do powierzchni betonu).

- **Rozdeskowanie**

Rodzaj konstrukcji	Liczba dni po zabetonowaniu
Boczne deskowania belek, sklepień, łuków oraz słupów o powierzchni przekroju powyżej 1600cm^2	2
Filary i słupy o powierzchni przekroju do 1600cm^2 oraz ściany z betonu zwykłego wykonywane w deskowaniach przestawnych	4
Płyty o rozpiętości do 2.5m (stemple pozostają)	5
Stropy, belki, łuki o rozpiętościach 2.5 do 6.0m (stemple pozostają)	9
Usunięcie stempli	21

Terminy te mogą ulec skróceniu, gdy stosowane są metody umożliwiające szybsze dojrzewanie betonu, np. naparzanie lub dodatki przyspieszające wiązanie.

- **Jakość powierzchni betonowej**

Powierzchnia betonowa musi być gładka bez "raków". Szczególną uwagę należy zwrócić na powierzchnie betonów przewidziane do bezpośredniego malowania.

Wszystkie uszkodzenia powierzchni betonowej muszą być naprawiane natychmiast po rozdeskowaniu pod nadzorem kierownika budowy.

2.4 Roboty zbrojarskie

- **Stal zbrojeniowa musi spełniać wymagania normy przedmiotowej:**

PN-B-03264:2002 *Tytuł: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Obliczenia statyczne i projektowanie.*

Musi być zgodna z klasami podanymi w projekcie. Jeśli wystąpi konieczność spajania prętów, należy to wykonać przez uprawnioną osobę wykorzystując materiały zgodnie z **PN-EN 499:1997** *Tytuł: Spawalnictwo - Materiały dodatkowe do spawania - Elektrody otulone do ręcznego spawania łukowego stali niestopowych i drobnoziarnistych. Oznaczenie.*

Wykonanie siatek zgrzewanych musi być zgodne z odpowiednim świadectwem stosowania tych siatek w budownictwie

- **Przygotowanie stali**

Należy usunąć wszelkie zanieczyszczenia biologiczne i łuski rdzy (można pozostawić rdzawy nalot). Czyszczenie mechaniczne można wykonać ręcznie za pomocą szczotek drucianych lub mechanicznie przy użyciu np. prościarki ze szczotkami czyszczącymi. Należy usunąć łód i tłuszcze przez wykorzystanie ciepłego powietrza lub nieagresywnych dla stali środków chemicznych, które po oczyszczeniu stali należy starannie usunąć wycierając ją do sucha.

- **Kształtowanie stali**

Stal należy kształtować zgodnie z danymi projektowymi, zachowując normowe promienie gięcia prętów. **Zabrania się cięcia stali palnikami i gięcia stali z wykorzystaniem obróbki ciepłej.**

- **Układanie zbrojenia**

Stal należy układać zgodnie z projektem konstrukcji, na oczyszczonych deskowaniach. **W celu zapewnienia odpowiedniej, projektowanej, otuliny należy stosować przekładki dystansowe** dopuszczone do stosowania w budownictwie z zaprawy cementowej, tworzyw sztucznych. Nie dopuszczalne jest stosowanie przekładek z kamieni, szkła, drewna, odpadków betonowych. W każdej konkretnej sytuacji podkładka dystansowa powinna być wbudowana w ten sposób, aby w trakcie betonowania nie obracała się i nie przesuwiała. Podkładki dystansowe w momencie wbudowania powinny wykazywać wystarczającą nośność i stateczność dostosowaną do działającego obciążenia i temperatury.

Zgodnie z rysunkami konstrukcyjnymi zaprojektowane uprzywilejowane kierunki zbrojenia i otuliny należy sprawdzić przy odbiorze zbrojenia.

Pręty powinny być powiązane ze sobą w sposób zapewniający całkowitą stabilność w czasie betonowania.

Strzemiona powinny być związane w każdym narożu, pręty krzyżujące w dwóch skrajnych rzędach każde skrzyżowanie, następnie co drugie skrzyżowanie, w szachownicę.

- **Spajanie stali**

Stal należy spajać wykorzystując elektrody o podanych oznaczeniach.

Klasa stali	Oznaczenie elektrody
A-0	PN-EN 499 – E 35 3 R
A-IIIN	PN-EN 499 – E 60 3 B

3 RYSUNKI

F.1 Schemat fundamentów.

F.2 Stopy i ławy fundamentowe. Detale.

F.3 Fundament F1.

F.4 Fundament F2.

F.5 Fundament F3.

F.6 Fundament F4.

P.1.1 Schemat konstrukcji parteru.

P.1.2 Strop nad parterem. Belki, przekroje i detale.

P.1.3 Strop nad parterem. Belka stalowa.

P.1.4 Strop nad parterem. Zbrojenie dolne.

P.1.5 Strop nad parterem. Zbrojenie górne.

P.1.6 Słupy parteru.

P.2.1 Schemat ścian i słupów poddasza.

P.2.2 Słupy i przekroje ścian poddasza.

D.1 Schemat więźby dachowej.

D.2 Przekroje więźby dachowej.

D.3 Detale połączeń. Więźba dachowa.

4 OBLICZENIA STATYCZNE

STACJA UZDATNIANIA WODY

W MIEJSCOWOŚCI MARYSIN,

GMINA LESZNOWOLA

ZAWARTOŚĆ :

OBLICZEŃ STRONY: ZAŁĄCZNIKÓW - STRONY: -

FUNKCJA	TYTUŁ ZAWODOW	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPRAWNIENÍ	PODPIS
PROJEKTANT	MGR INŻ.	Grzegorz Maślankiewicz	MAZ/0090/POOK/08	
WSPÓŁPRACA	TECH.	Krzysztof Karczmarz	-	
SPRAWDZAJĄCY	MGR INŻ.	Mariusz Szydlik	MAZ/0230/POOK/04	

UWAGI :

Warszawa, wrzesień 2009

4.1 Zestawienie obciążeń

Tablica 1. Warstwy dachowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blachodachówka	0,10	1,20	0,12
2.	Łaty, kontrłaty	0,15	1,30	0,19
3.	Wiatroizolacja	0,05	1,30	0,07
Σ :		0,30	1,27	0,38

Tablica 2. Obciążenie śniegiem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspad. wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9$ kN/m ² , nachylenie połaci 35,0 st. -> $C_2=1,000$) [0,900kN/m ²]	0,90	1,50	1,35
2.	Obciążenie śniegiem mniej obciążonej połaci dachu dwuspad. wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9$ kN/m ² , nachylenie połaci 35,0 st. -> $C_1=0,667$) [0,600kN/m ²]	0,60	1,50	0,90

Tablica 3. Obciążenie wiatrem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci nawiet. dachu - wariant I wg PN-77/B-02011/Z1-3 (strefa I -> $q_k = 0,25$ kN/m ² , teren A, $z=H=8,7$ m, -> $C_e=1,00$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=8,7$ m, $B=12,6$ m, $L=18,3$ m, kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 35,0$ st. -> wsp. aerodyn. $C=-0,225$, $\beta=1,80$) [-0,101kN/m ²]	-0,10	1,30	-0,13
2.	Obciążenie wiatrem połaci nawiet. dachu - wariant II wg PN-77/B-02011/Z1-3 (strefa I -> $q_k = 0,25$ kN/m ² , teren A, $z=H=8,7$ m, -> $C_e=1,00$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=8,7$ m, $B=12,6$ m, $L=18,3$ m, kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 35,5$ st. -> wsp. aerodyn. $C=0,333$, $\beta=1,80$) [0,150kN/m ²]	0,15	1,30	0,19

Tablica 4. Strop nad parterem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 20 cm [2,0kN/m ³ -0,20m]	0,40	1,20	0,48
2.	Papa na podłożu betonowym, pojedynczo [0,050kN/m ²]	0,05	1,20	0,06
3.	Płyta żelbetowa (wg programu obliczeniowego)	0,00	1,00	0,00
4.	Warstwa cem.-wap. grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ -0,015m]	0,29	1,30	0,38
5.	Instalacje	0,50	1,30	0,65
Σ :		1,24	1,26	1,57

Tablica 7. Ściana konstrukcyjna zewnętrzna w hali filtrów

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm i szer.465 cm [19,0kN/m ³ -0,015m-4,65m]	1,33	1,30	1,73
2.	Pustak ceramiczny Porotherm grub. 25 cm i szer.525 cm [12,5kN/m ³ -0,25m-5,25m]	16,41	1,10	18,05
3.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 12 cm i szer.525 cm [2,0kN/m ³ -0,12m-5,25m]	1,26	1,20	1,51
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,5 cm i szer.465 cm [19,0kN/m ³ -0,005m-4,65m]	0,44	1,30	0,57
Σ :		19,44	1,12	21,86

Tablica 6. Ściana konstrukcyjna zewnętrzna w hali pomp

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm i szer.350 cm [19,0kN/m ³ -0,015m-3,50m]	1,00	1,30	1,30
2.	Pustak ceramiczny Porotherm grub. 25 cm i szer.350 cm [12,5kN/m ³ -0,25m-3,50m]	10,94	1,10	12,03
3.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 12 cm i szer.350 cm [2,0kN/m ³ -0,12m-3,50m]	0,84	1,20	1,01
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,5 cm i szer.350 cm [19,0kN/m ³ -0,005m-3,50m]	0,33	1,30	0,43
Σ:		13,11	1,13	14,77

Tablica 7. Ściana konstrukcyjna wewnętrzna w hali pomp

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm i szer.350 cm [19,0kN/m ³ -0,015m-3,50m]	1,00	1,30	1,30
2.	Pustak ceramiczny Porotherm grub. 25 cm i szer.350 cm [12,5kN/m ³ -0,25m-3,50m]	10,94	1,10	12,03
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm i szer.350 cm [19,0kN/m ³ -0,015m-3,50m]	1,00	1,30	1,30
Σ:		12,94	1,13	14,63

Tablica 8. Ściana fundamentowa

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Cegła cementowa pełna grub. 25 cm i szer.75 cm [22,0kN/m ³ -0,25m-0,75m]	4,13	1,10	4,54
2.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 12 cm i szer.75 cm [2,0kN/m ³ -0,12m-0,75m]	0,18	1,20	0,22
Σ:		4,31	1,10	4,76

Tablica 9. Ściana kolankowa na m²

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 12 cm [2,0kN/m ³ -0,12m]	0,24	1,20	0,29
2.	Pustak ceramiczny Porotherm grub. 25 cm [12,5kN/m ³ -0,25m]	3,13	1,10	3,44
3.	Słup żelb. 25x25cm co1,5m [0,25mx0,25mx25,0kN/m ³ / 1,5m]	1,10	1,20	1,32
4.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 12 cm [2,0kN/m ³ -0,12m]	0,24	1,20	0,29
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,5 cm [19,0kN/m ³ -0,005m]	0,10	1,30	0,13
Σ:		4,81	1,14	5,47

Tablica 10. Obciążenia technologiczne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych) [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	--	0,70

4.2 Przekrycie dachowe

4.2.1 Krokiew K1

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 6,0$ cm

Wysokość $h = 18,0$ cm

Zacios na podporach $t_k = 3,0$ cm

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{90,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

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

Rozstaw krokwi $a = 0,80$ m

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 1,07$ m

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 4,28$ m

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

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,300$ kN/m² połaci dachowej; $\gamma_f = 1,27$

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

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-77/B-02011/Z1-2: połac nawietrzna wariant II strefa I, teren A, $z=H=7,1$ m, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=7,1$ m, $B=12,6$ m, $L=18,0$ m, nachylenie połaci $30,0$ st., $\beta=1,80$):

$p_k = 0,180$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,30$

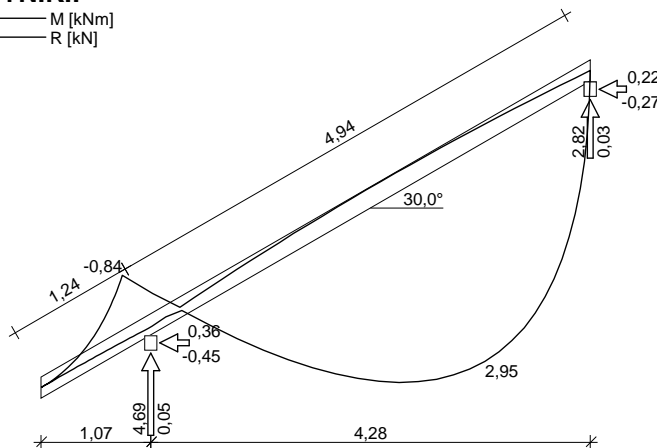
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-77/B-02011/Z1-2: dolna połac nawietrzna, wariant I, strefa I, teren A, $z=H=7,1$ m, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=7,1$ m, $B=12,6$ m, $L=18,0$ m, nachylenie połaci $30,0$ st., $\beta=1,80$):

$p_k = -0,225$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,30$

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

WYNIKI:

— M [kNm]
— R [kN]



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

$M_{prześl} = 2,95$ kNm; $M_{podp} = -0,84$ kNm

Warunek nośności - prześło:

$\sigma_{m,y,d} = 9,10$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,616 < 1$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 3,73$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,252 < 1$

Warunek użytkowalności (wspornik):

$$u_{fin} = 11,41 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 12,36 \text{ mm}$$

Warunek użytkowności (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 21,78 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 24,71 \text{ mm}$$

4.2.2 Krokiew K2

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 6,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{90,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

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

Rozstaw krokwi $a = 0,80 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 1,40 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 1,40 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 2,60 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej; $\gamma_f = 1,27$

- obciążenie śniegiem $S_k = 0,720 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-77/B-02011/Z1-2: połac nawietrzna wariant II strefa I, teren A, $z=H=7,1 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=7,1 \text{ m}$, $B=12,6 \text{ m}$, $L=18,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0 \text{ st.}$, $\beta=1,80$):

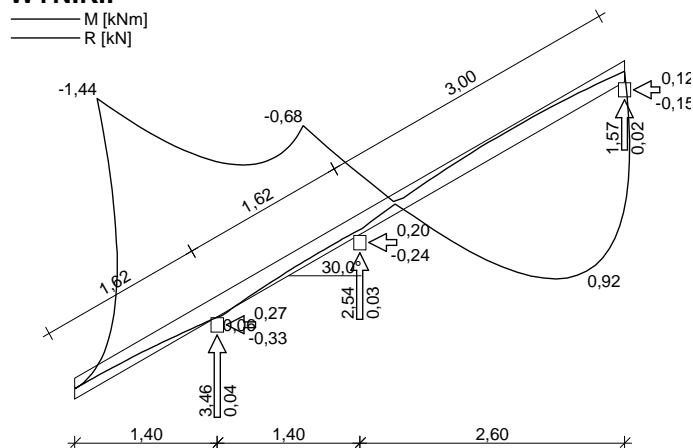
$$p_k = 0,180 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej, } \gamma_f = 1,30$$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-77/B-02011/Z1-2: dolna połac nawietrzna, wariant I, strefa I, teren A, $z=H=7,1 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=7,1 \text{ m}$, $B=12,6 \text{ m}$, $L=18,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0 \text{ st.}$, $\beta=1,80$):

$$p_k = -0,225 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej, } \gamma_f = 1,30$$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej

WYNIKI:



Moment obliczeniowy - kombinacja (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

$$M_{podp} = -1,44 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 8,50 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,575 < 1$$

Warunek użytkowności (wspornik):

$$u_{fin} = 9,28 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 16,17 \text{ mm}$$

Warunek użytkowności (odcinek górny):

$$u_{fin} = 3,35 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 15,01 \text{ mm}$$

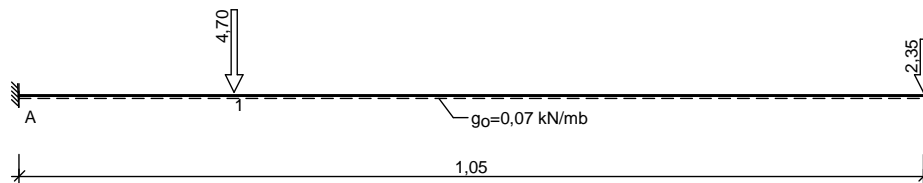
4.2.3 Murtata

OBCIĄŻENIA BELKI

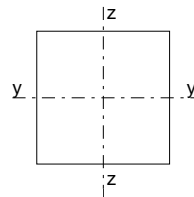
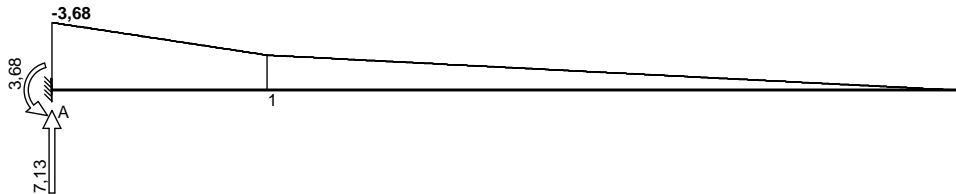
Przypadek P1: **Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

Reakcje z krokwi wg pkt. 4.2.1:



Momenty zginające [kNm]:



Wymiarowanie wg PN-B-03150:2000

Przekrój prostokątny **14 / 14 cm**

$$W_y = 457 \text{ cm}^3, J_y = 3201 \text{ cm}^4, m = 6,86 \text{ kg/m}$$

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{90,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Zginanie

przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = -3,68 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,06 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,73 < 1$$

warunek stateczności:

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

$$\sigma_{m,y,d} = 8,06 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

Ścinanie

przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 7,13 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,55 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa}$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_A = 7,13 \text{ kN}$

$$a_p = 10,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,18$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,42 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,36 \text{ MPa}$$

Stan graniczny użytkowalności

- ugięcie maksymalne

przekrój $x = 1,05 \text{ m}$

$$u_{fin} = u_M + u_T = 5,36 \text{ mm}$$

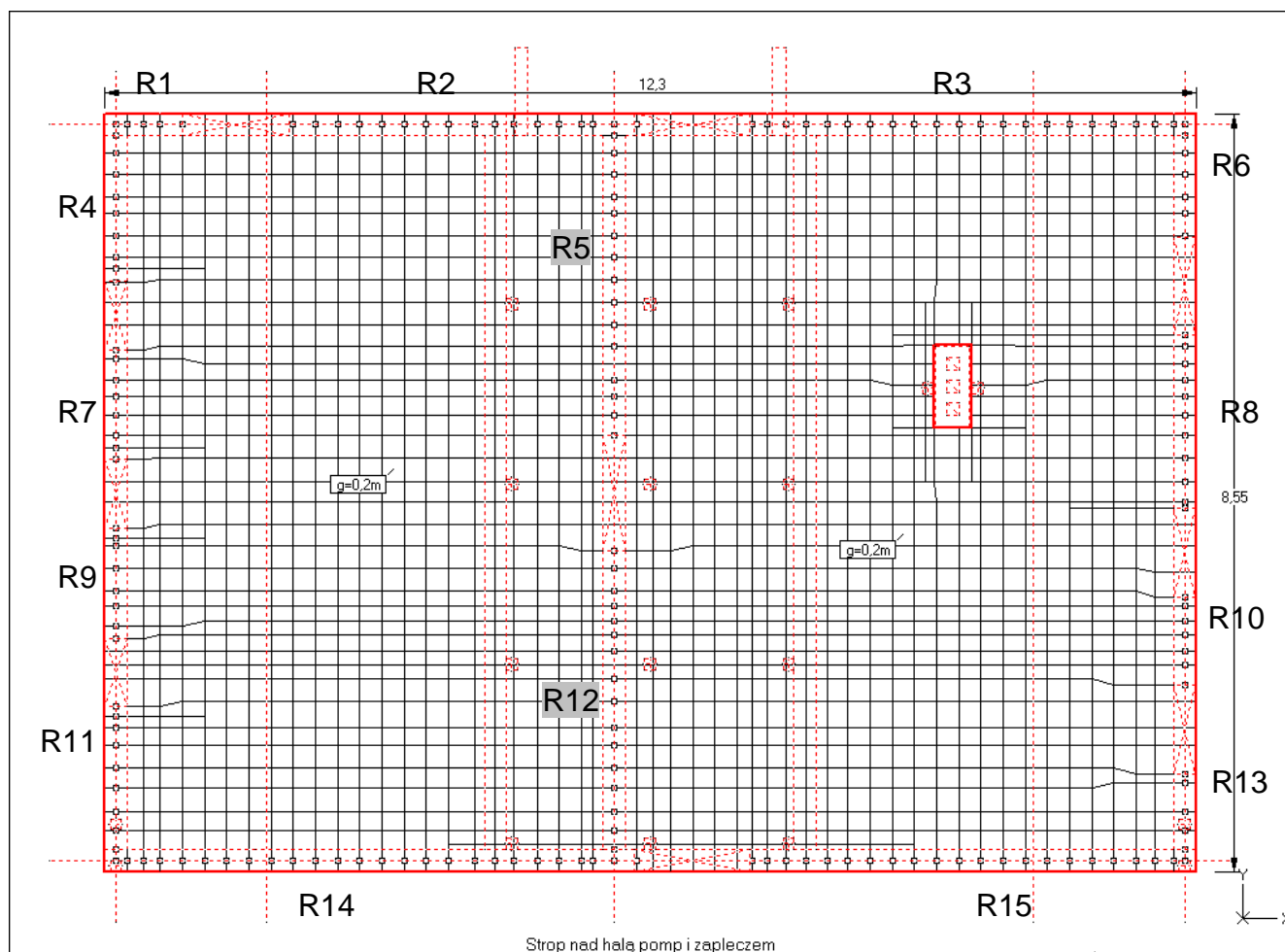
- ugięcie graniczne $u_{net,fin} = 2,0 \cdot l_0 / 300 = 7,00 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 5,36 \text{ mm} < u_{net,fin} = 7,00 \text{ mm}$$

4.3 Konstrukcja parteru

4.3.1 Płyta stropowa nad halą pomp

Schemat statyczny:

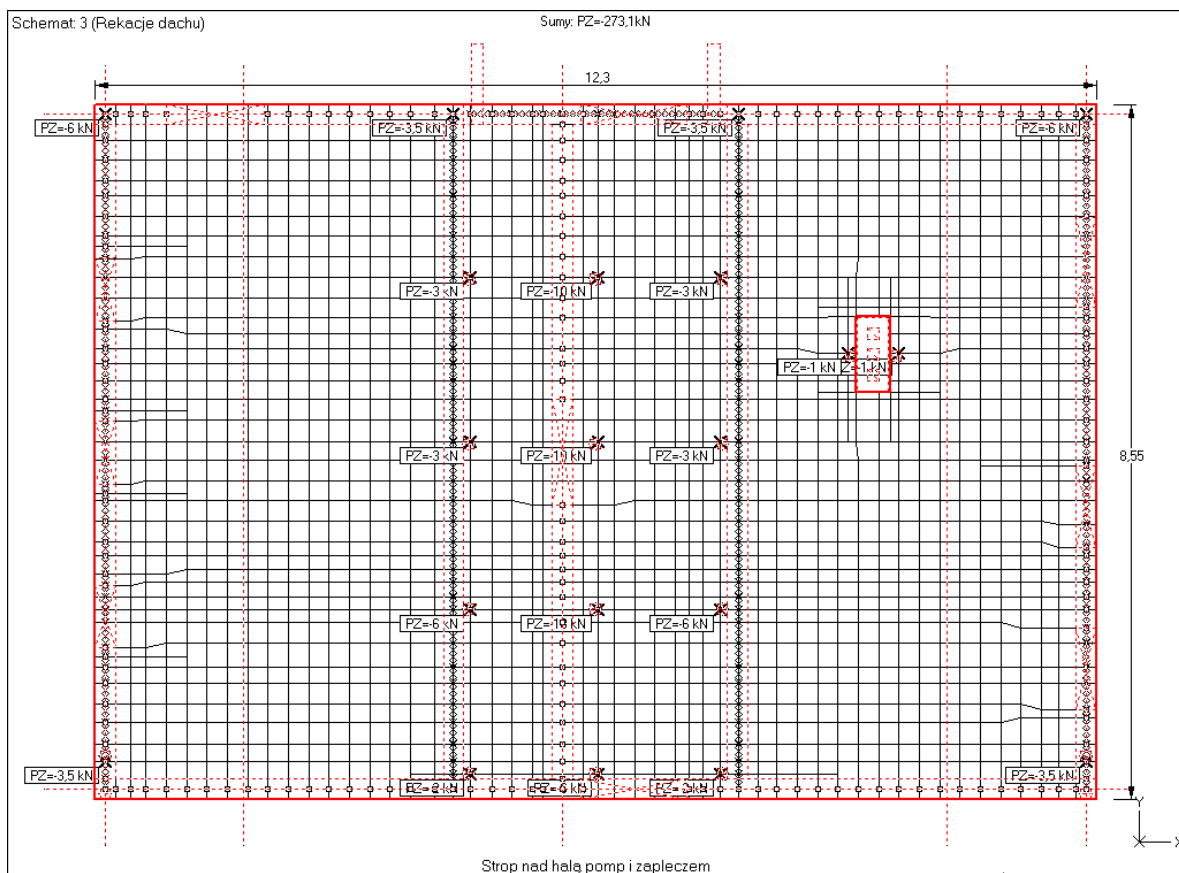
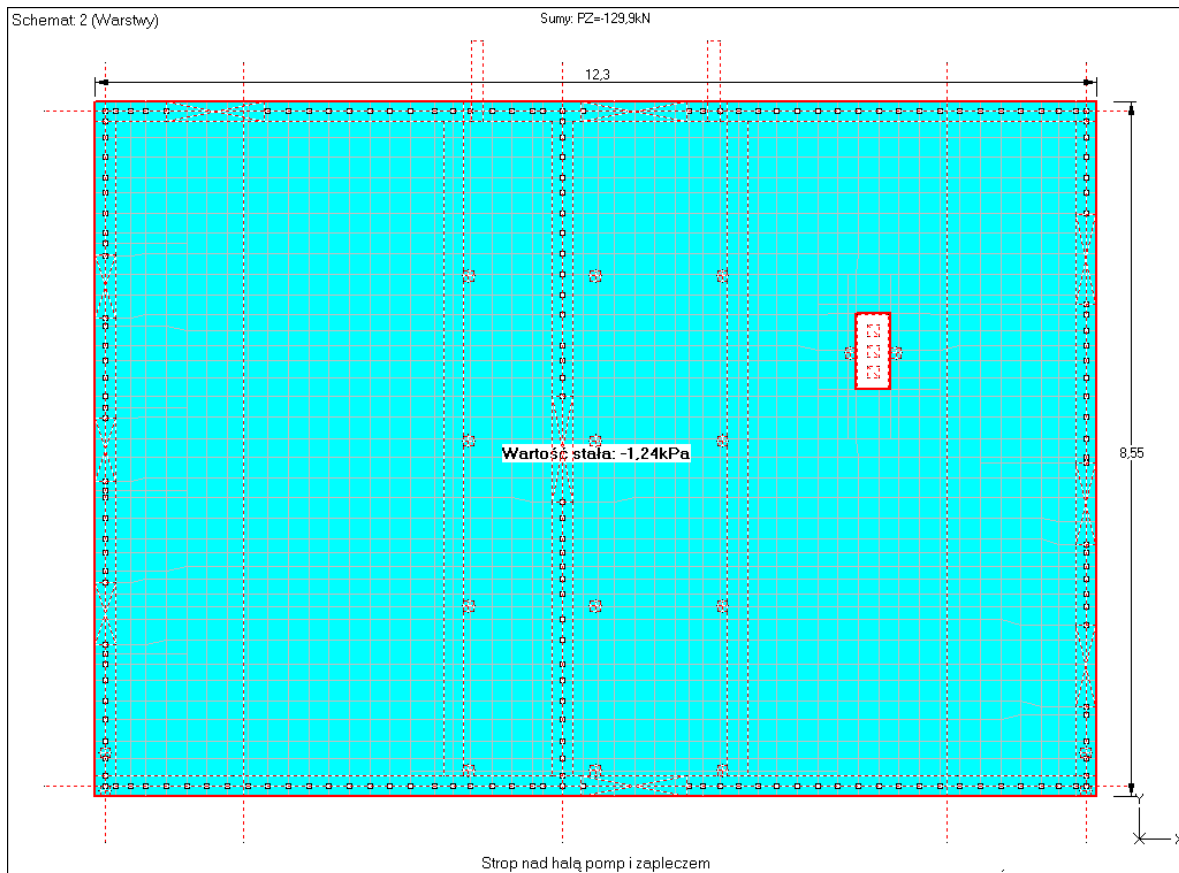


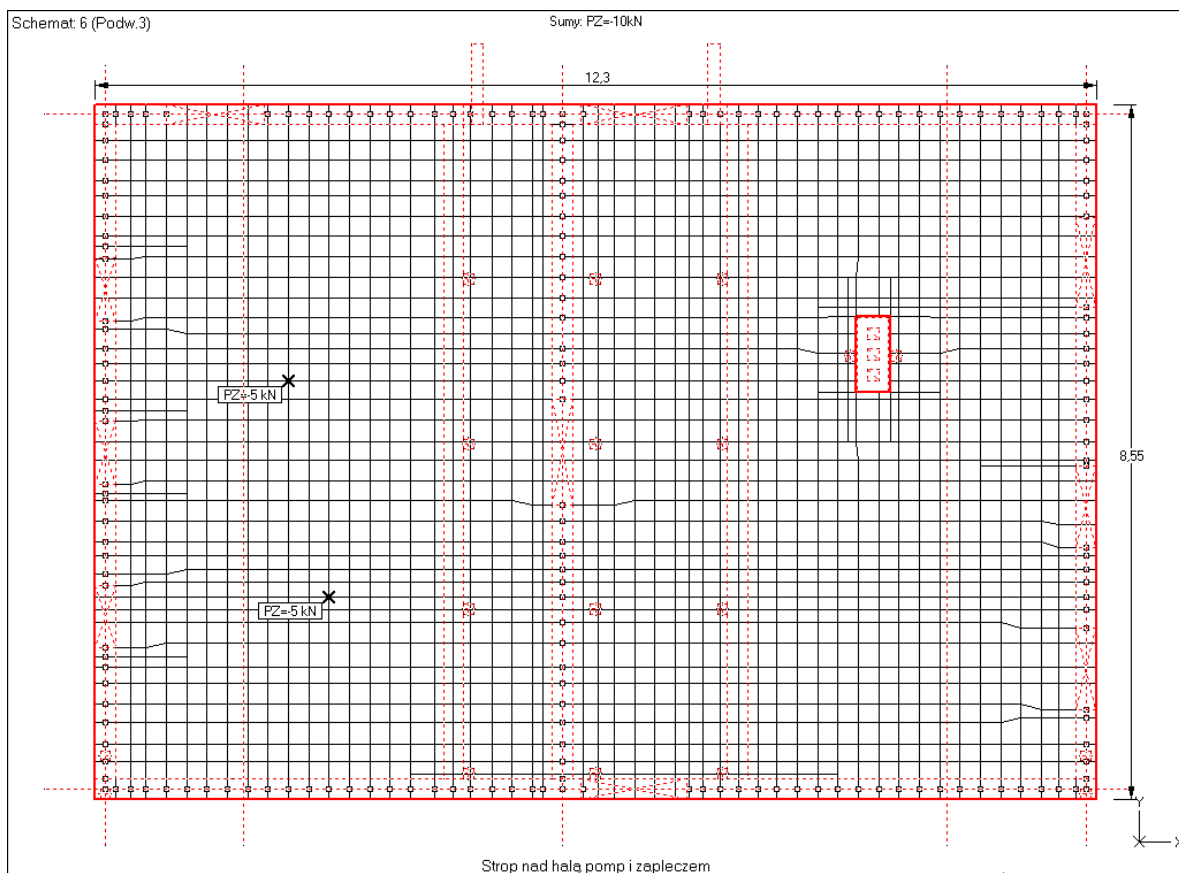
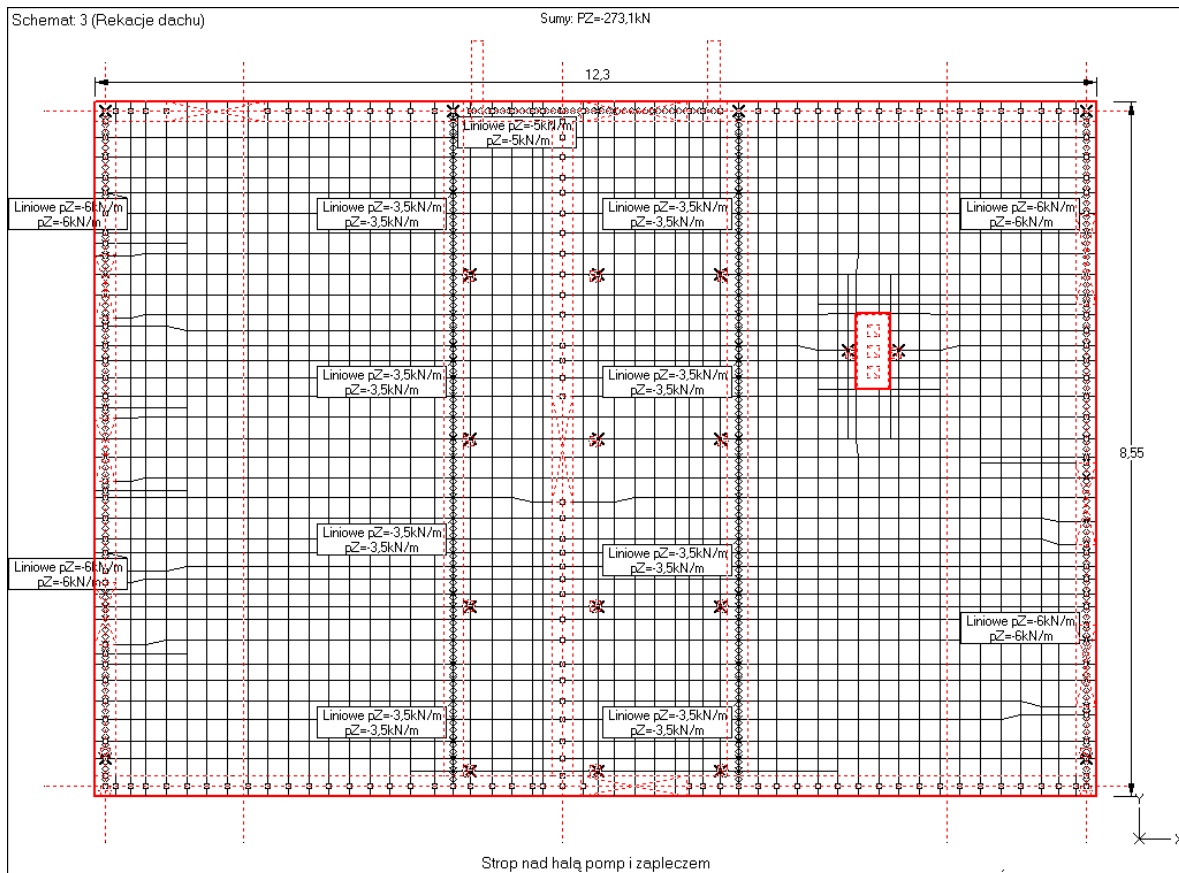
Beton B25, stal AIII-N (RB500W), grubość stropu 20cm.

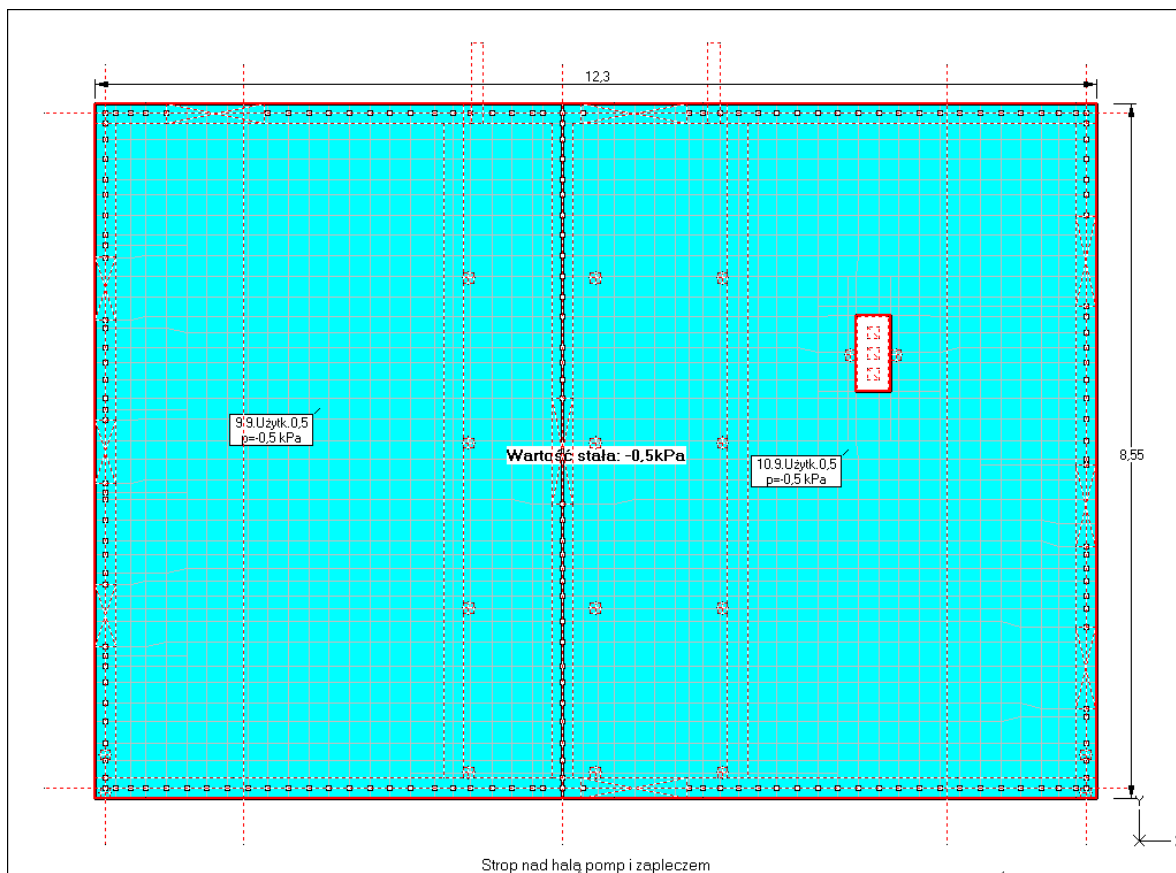
Obliczenia statyczne przeprowadzono programem „ABC Płyta” firmy Pro-Soft.

Obciążenia stropu przyjęto wg pkt. 4.1, 4.2. Ciężar własny jest generowany automatycznie przez program.

Obciążenia płyty:

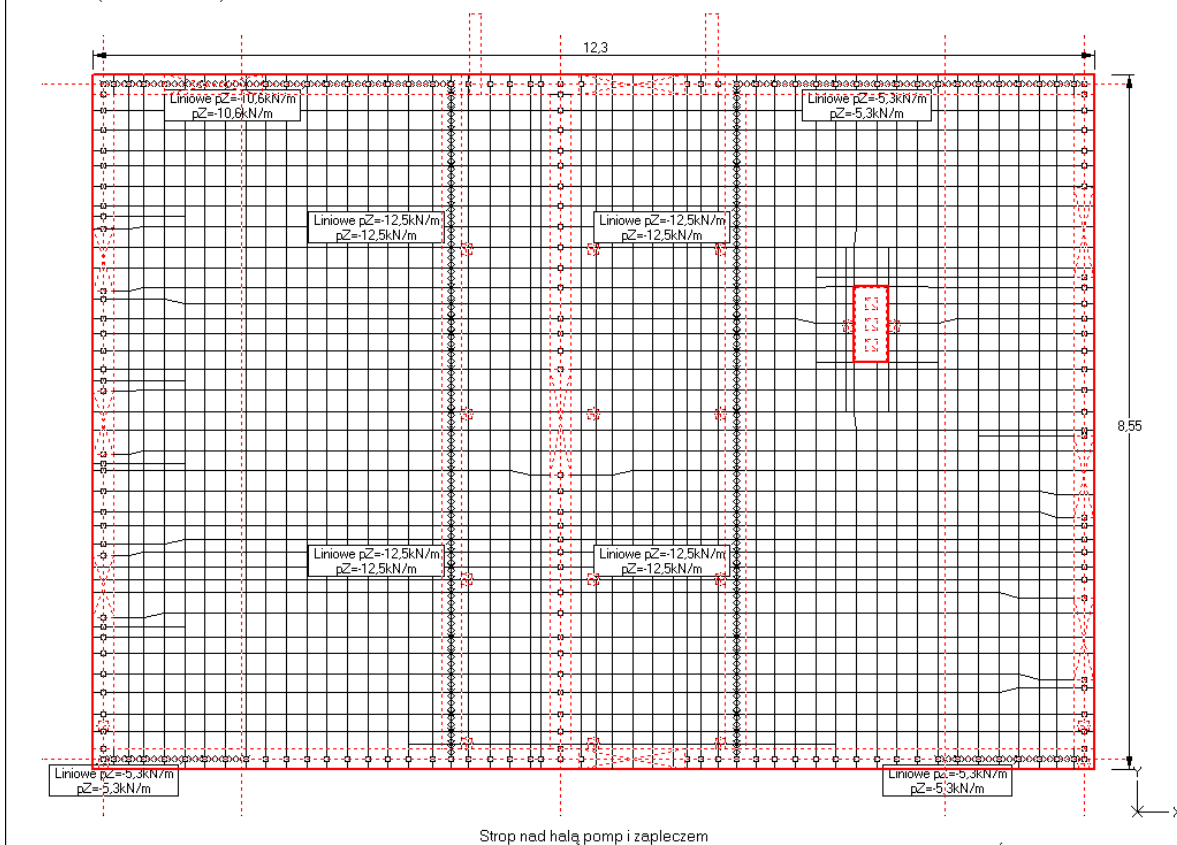






Schemat 11 (Ściana osłoniowa)

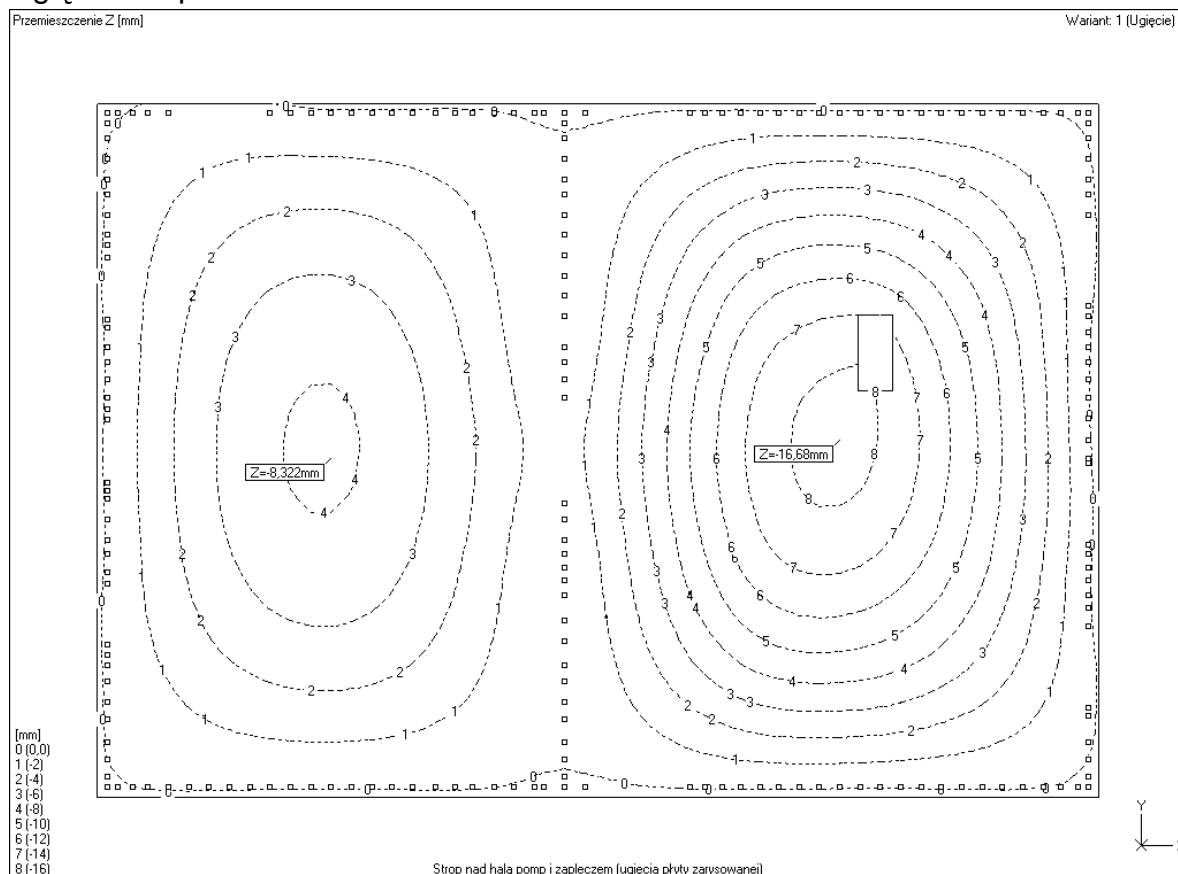
Sumy: $PZ = 298 \text{ kN}$



Mnożniki i atrybuty

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut	Grupy/Zależności
1	Ciężar własny	1,1	1,1	1	Stały	
2	Warstwy	1,27	1,27	1	Stały	
3	Rekacje dachu	1	1	1	Stały	
4	Podw.1	1,3	1,3	1	Warunkowy	Grupy:1
5	Podw.2	1,3	1,3	1	Warunkowy	Grupy:1
6	Podw.3	1,3	1,3	1	Warunkowy	Grupy:1
7	Podw.4	1,3	1,3	1	Warunkowy	Grupy:1
8	Podw.5	1,3	1,3	1	Warunkowy	Grupy:1
9	Użytk.0,5	1,4	1,4	1	Zmienny	
10	Użytk.0,5	1,4	1,4	1	Zmienny	
11	Ściana osłono.	1,14	1,14	1	Stały	
12/1	Zarysowanie	1	1	1	Wyłączony	
13/2	Ugięcie	1	1	1	Wyłączony	
14/3	Całkowity	1	1	1	Wyłączony	

Ugięcia stropu:

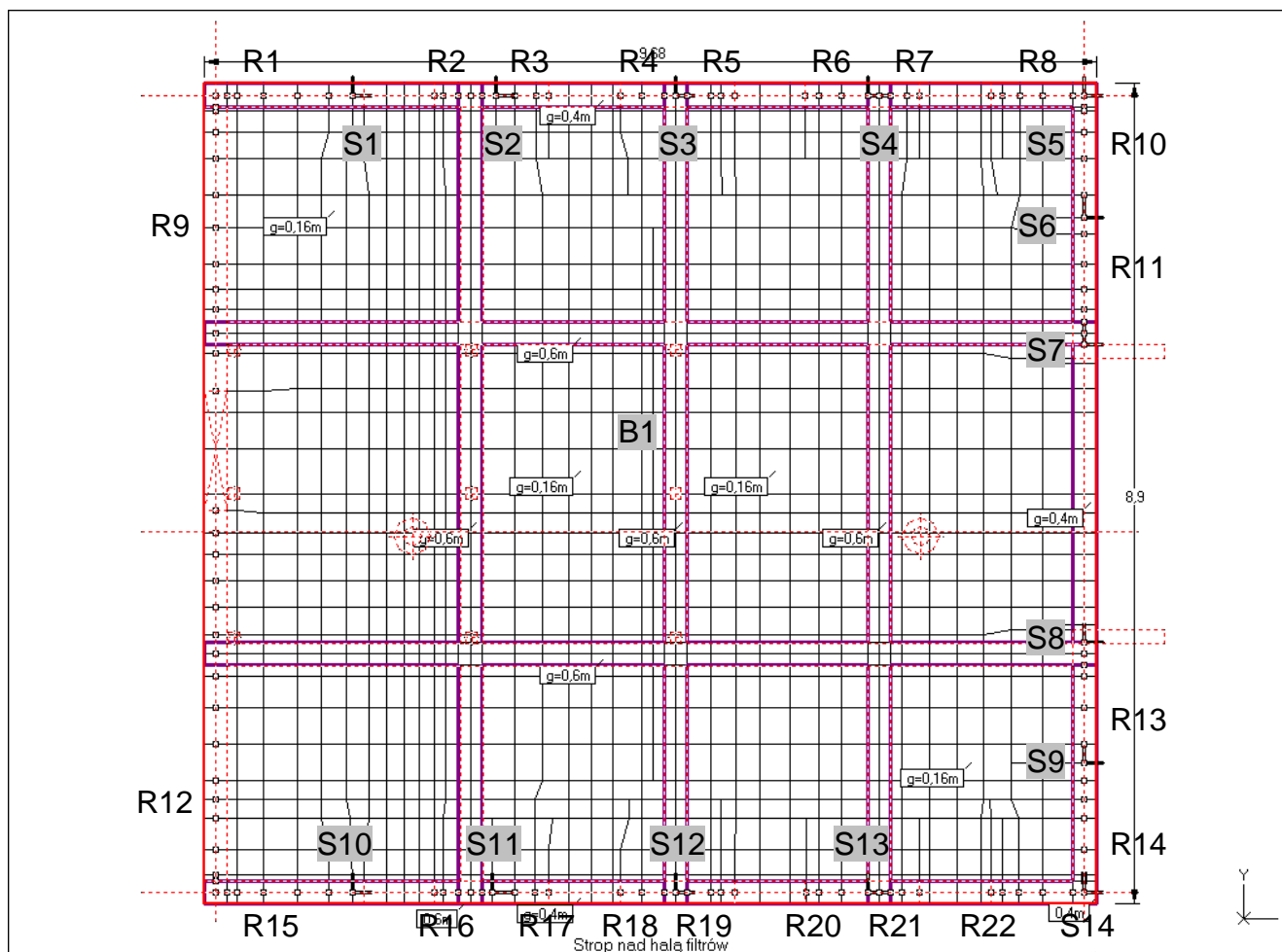


Reakcje stropu:

R1=19 kN/m	R6=17 kN/m	R11=19 kN/m
R2= 26 kN/m	R7=46 kN/m	R12=19 kN/m
R3= 31 kN/m	R8=49 kN/m	R13=11 kN/m
R4= 46 kN/m	R9=46 kN/m	R14=12 kN/m
R5= 88 kN/m	R10=62 kN/m	R15=23 kN/m

4.3.2 Płyta stropowa nad halą filtrów

Schemat statyczny:

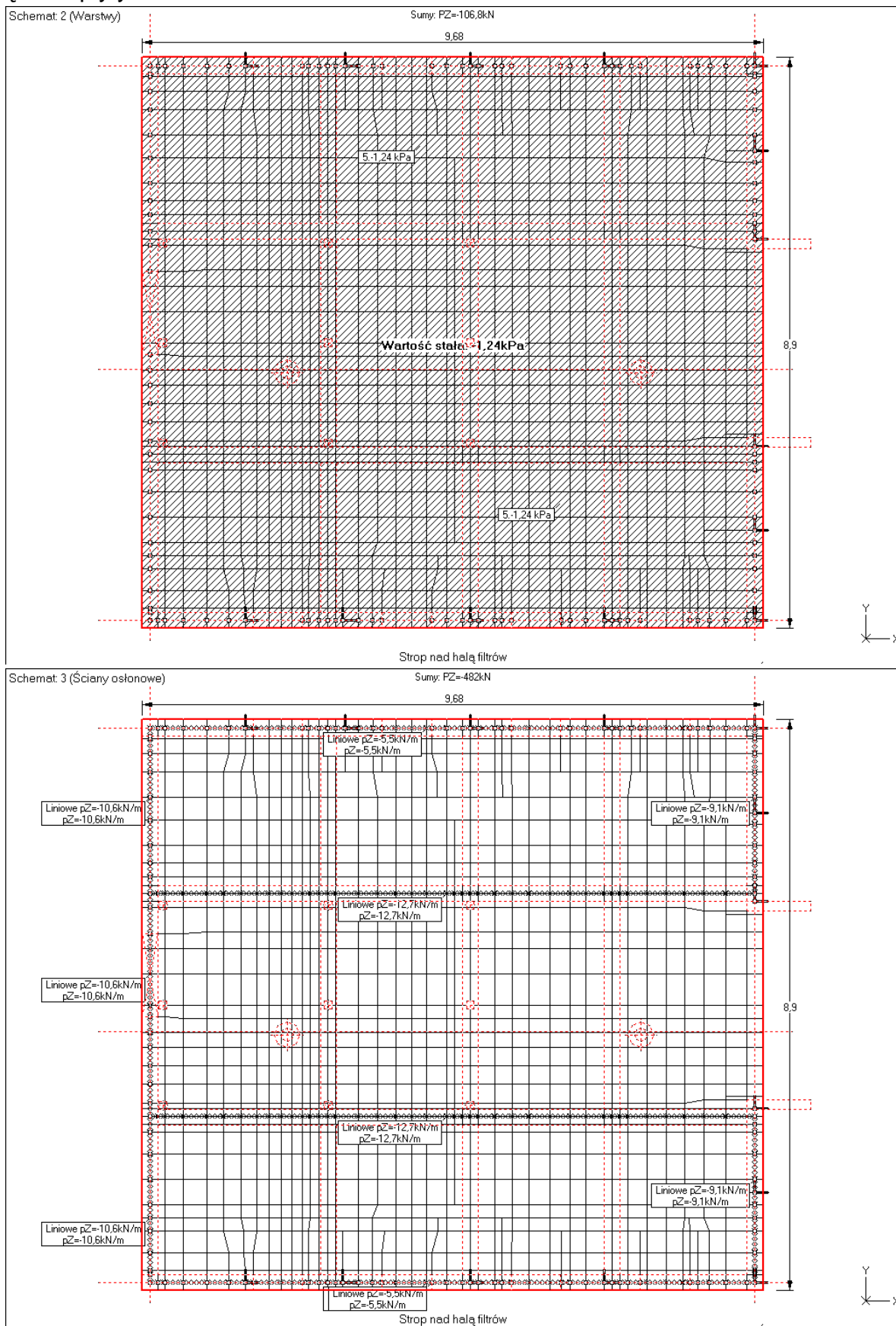


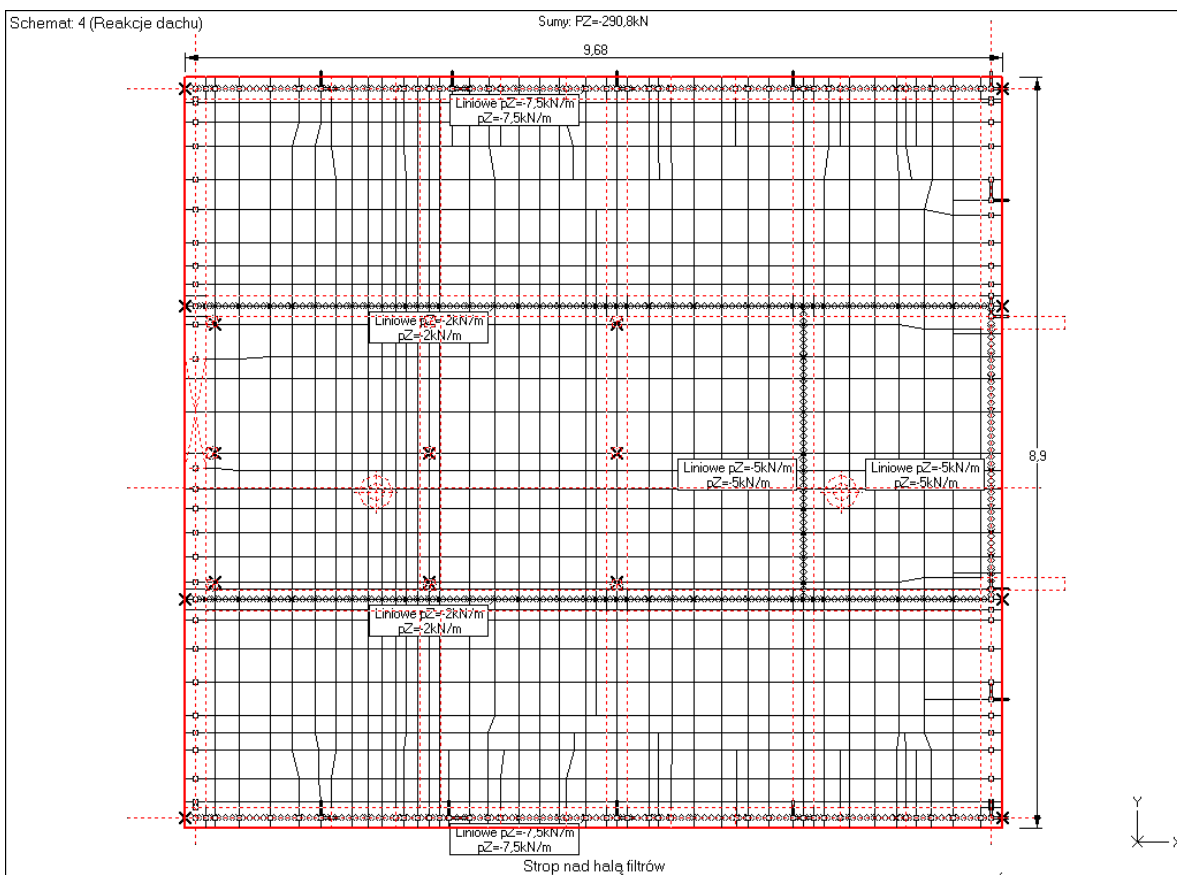
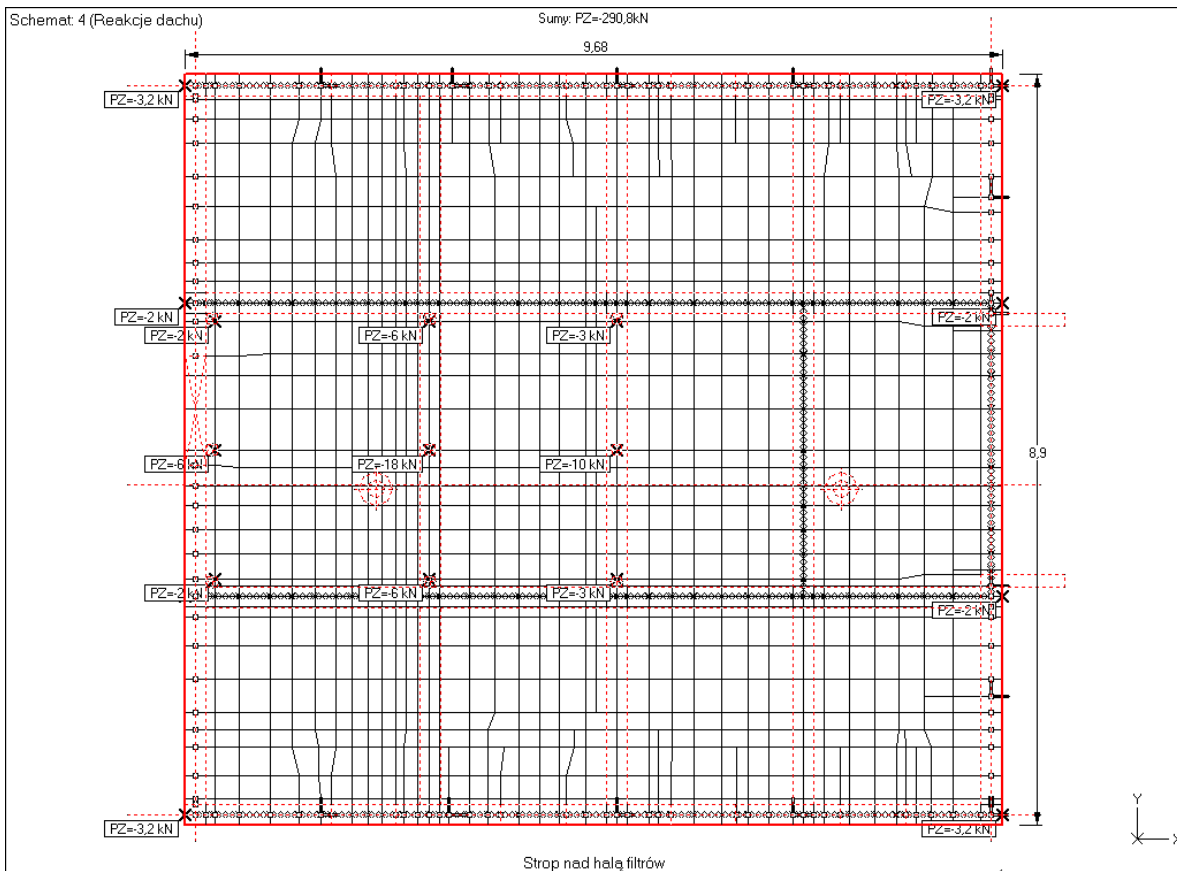
Beton B25, stal AIII-N (RB500W), grubość stropu 16cm. Belki w stropie: 25x60cm, belka obwodowa 25x40cm.

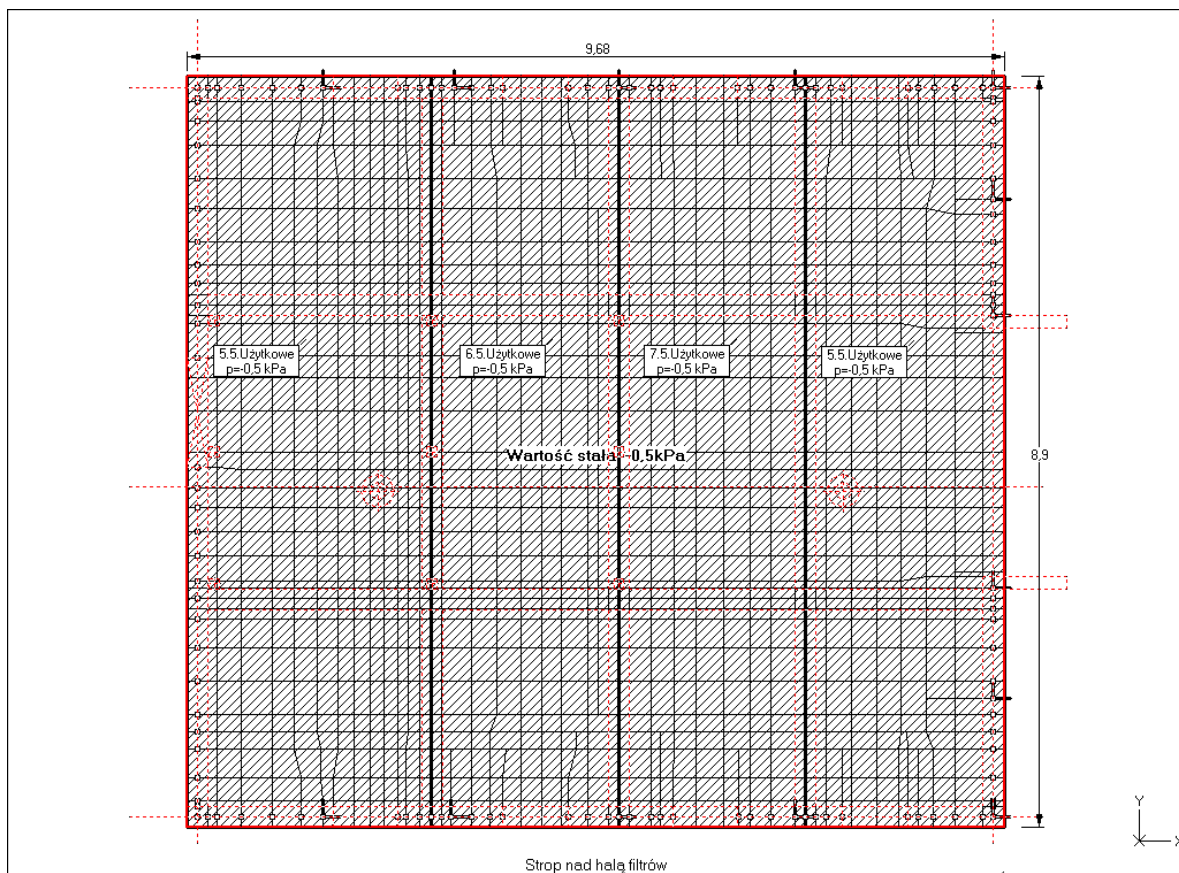
Obliczenia statyczne przeprowadzono programem „ABC Płyta” firmy Pro-Soft.

Obciążenia stropu przyjęto wg pkt. 4.1, 4.2. Ciężar własny jest generowany automatycznie przez program.

Obciążenia płyty:



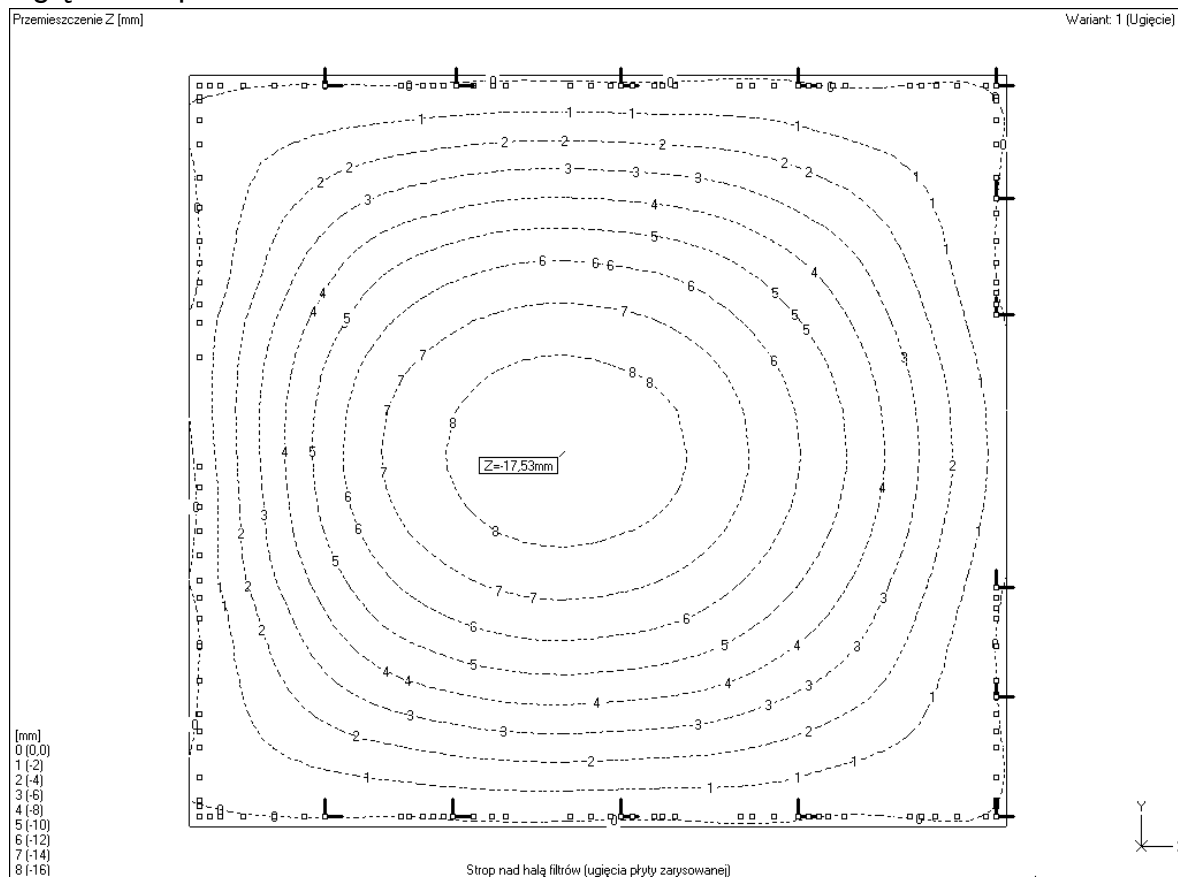




Mnożniki i atrybuty

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężar własny	1,1	1,1	1	Stały
2	Warstwy	1,27	1,27	1	Stały
3	Ściany osłon.	1,14	1,14	1	Stały
4	Reakcje dachu	1	1	1	Stały
5	Użytkowe	1,4	1,4	1	Zmienny
6	Użytkowe	1,4	1,4	1	Zmienny
7	Użytkowe	1,4	1,4	1	Zmienny
8/1	Zarysowanie	1	1	1	Wyłączony
9/2	Ugięcie	1	1	1	Wyłączony
10/3	Całkowity	1	1	1	Wyłączony

Ugięcia stropu:



Reakcje stropu:

R1=-10 kN/m	R9=55 kN/m	R17=50 kN/m
R2= 29 kN/m	R10=4 kN/m	R18=45 kN/m
R3= 49 kN/m	R11=21 kN/m	R19=41 kN/m
R4= 44 kN/m	R12=53 kN/m	R20=49 kN/m
R5= 41 kN/m	R13=22 kN/m	R21=19 kN/m
R6= 49 kN/m	R14=6 kN/m	R22=7 kN/m
R7= 18 kN/m	R15=-10 kN/m	
R8= 9 kN/m	R16=29 kN/m	
S1: R=20 kN	Mx=10 kNm	My=1 kNm
S2: R=94 kN	Mx=14 kNm	My=1 kNm
S3: R=111 kN	Mx=15 kNm	My=1 kNm
S4: R=88 kN	Mx=11 kNm	My=2 kNm
S5: R=-45 kN	Mx=3 kNm	My=3 kNm
S6: R=25 kN	Mx=1 kNm	My=7 kNm
S7: R=153 kN	Mx=3 kNm	My=11 kNm
S8: R=153 kN	Mx=3 kNm	My=12 kNm
S9: R=25 kN	Mx=1 kNm	My=7 kNm
S10: R=20 kN	Mx=10 kNm	My=1 kNm

S11: R=93 kN	Mx=14 kNm	My=1 kNm
S12: R=112 kN	Mx=15 kNm	My=1 kNm
S13: R=89 kN	Mx=11 kNm	My=2 kNm
S14: R=-41 kN	Mx=3 kNm	My=3 kNm

4.3.3 Belka B1

Zwymiarowanie belki przeprowadzono programem „Kalkulator elementów żelbetowych” firmy „SpecBud”.

Siły wewnętrzne w belce: $M=142$ kNm, $V=123$ kN

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 60,0$ cm

Parametry betonu:

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

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,93$

Otulinie:

Otulinie nominalne zbrojenia $c_{nom} = 20$ mm

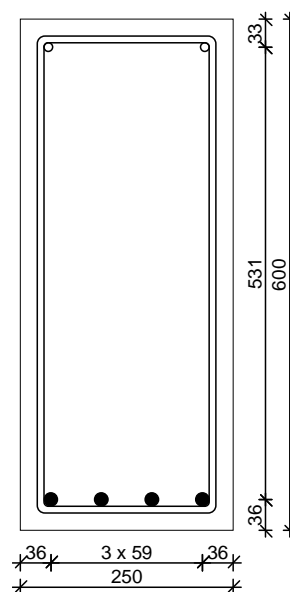
Zbrojenie główne:

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

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16$ mm

Strzemiona:

Dwucięte, Średnica $\phi_s = 8$ mm



Belka (przekrój przęsłowy):

Moment obliczeniowy $M_{sd} = 142,00$ kNm

Moment charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 114,00$ kNm

Rozpiętość efektywna belki $l_{eff} = 8,65$ m

Współczynnik ugięcia $\alpha_k = (5/48) \times 1,00$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

WYNIKI - ZGINANIE (wg PN-B-03264:2002):

Zginanie (metoda uproszczona):

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,46$ cm². - 4 ϕ 16 o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,57\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 142,00$ kNm $<$ $M_{Rd} = 173,40$ kNm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,225$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm

Ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 34,02$ mm $<$ $a_{lim} = 34,60$ mm

Przyjęto zbrojenie **5 ϕ 16mm**.

Belka:

Siła poprzeczna w licu podpory $V_{sd} = 123,00$ kN

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 100,00 \text{ kN}$

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych $\cot \theta = 2,00$

Ścinanie:

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co **150 mm** na całej belce
(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 123,00 \text{ kN} < V_{Rd3} = 194,84 \text{ kN}$

SGU:

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,281 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

4.3.4 Słup S7

Zwymiarowanie słupa przeprowadzono programem „Żelb2003” firmy KKM.

Wymiary słupa $b \times h \times l = 0,25 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 4,60 \text{ m}$

Ciężar własny słupa $0,25 \times 0,25 \times 4,6 \times 25,0 \text{ kN/m}^3 \times 1,1 = 8 \text{ kN}$

Reakcja (wg pkt. 4.3.2 –S7) $R = 153 + 8 = 161 \text{ kN}$ $M_x = M_y = 12 \text{ kNm}$

Beton B25

$f_{c,cube}^G = 25,00 \text{ MPa}$ $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$ $f_{ctk} = 1,50 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 13,30 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 11,10 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$

Stal A-IIIN (RB 500) żebrowana

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 420,00 \text{ MPa}$ $f_{tk} = 550,00 \text{ MPa}$ $\xi_{lim} = 0,625$

Otulinie obliczeniowe = 0,030 m,

Maksymalny wymiar kruszywa = 0,016 m

Współczynnik skutków zniszczenia: $\alpha_{cc} = 1,00$

Zbrojenie :

$n_h = 3$ $n_b = 3$ $\phi = 12$

Siły :

$N_{Sd} [\text{kN}]$	$M_{Sdx} [\text{kNm}]$	$M_{Sdy} [\text{kNm}]$	$N_{Sd,lt} [\text{kN}]$
161,00	12,00	12,00	150,00

Długości obliczeniowe: $l_{ox} = 4,60 \text{ m}$ $l_{oy} = 4,60 \text{ m}$

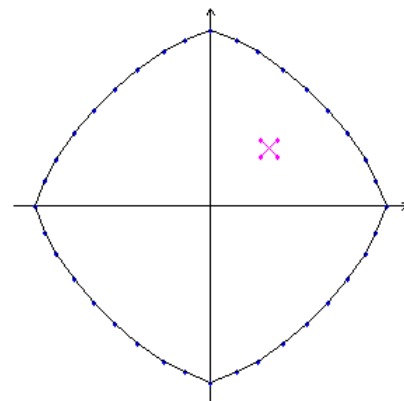
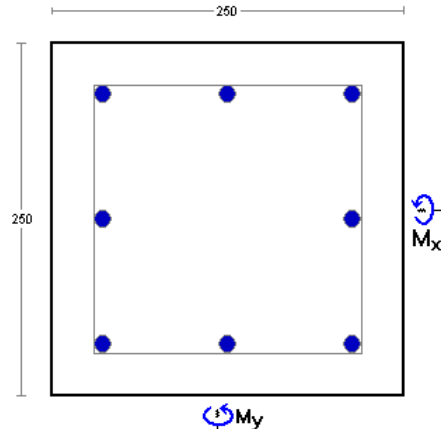
Mimośrodki niezamierzone: $e_{ax} = 0,010 \text{ m}$ $e_{ay} = 0,010 \text{ m}$

Współczynnik pełzania: $\phi_{\infty, to} = 3,175$

Największa siła przy ściskaniu: $N_{Rd max} = 1180,00 \text{ kN}$

Stopień zbrojenia:

$(A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 1,448 \%$ $\rho_{min} = 0,300 \%$



4.3.5 Ściana murowana wewnętrzna

Zwymiarowanie ściany przeprowadzono programem „Kalkulator elementów murowych” firmy „SpecBud”.

Zestawienie obciążenia na ścianę w osi B:

- rekacja stropu nad parterem (pkt. 4.3.1 – R15) = 23,0 kN/m
- ciężar stropu nad parterem (pkt. 4.3.2 – R9) = 55,0 kN/m
- ciężar ściany przyjmowany automatycznie

DANE:

Materiał:

Ściana z elementów ceramicznych grupy 2

Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie $f_b = 15,0$ MPa

Kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M5, przepisana $\rightarrow f_m = 5,0$ MPa

\rightarrow Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = 4,32$ MPa

Geometria:

- Ściana zewnętrzna

Grubość ściany $t = 25,0$ cm

Szerokość ściany $b = 100,0$ cm

Wysokość ściany $h = 350,0$ cm

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 2
- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 55,00$ kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N_{sl,d} = 23,00$ kN

Ciężar objętościowy muru $\rho = 12,0$ kN/m³; $\gamma_f = 1,10$

\rightarrow ciężar własny ściany $G_s = 11,55$ kN

Obciążenie poziome od ssania wiatru $w_d = 0,000$ kN/m

ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

\rightarrow Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru $\gamma_m = 2,2$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):

Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,710 \quad A = 0,25 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,74 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 78,00 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 309,61 \text{ kN}$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

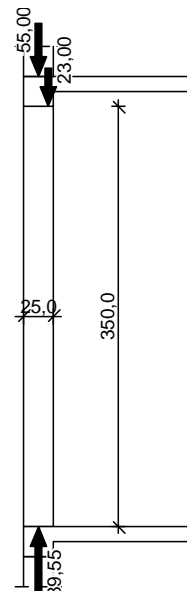
$$\Phi_m = 0,377 \quad A = 0,25 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,74 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 83,78 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 164,18 \text{ kN}$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,907 \quad A = 0,25 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,74 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 89,55 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 395,21 \text{ kN}$$



4.4 Fundamenty

Przyjęto następujące założenia:

Posadowienie fundamentu:

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,00 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,00 \text{ m}$

brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodn iona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny piaszczyste	1,30	nie	2,10	0,90	1,10	14,80	25,20	29253	38994
2	Gliny piaszczyste	1,00	nie	2,20	0,90	1,10	18,10	31,93	48089	64102

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 180,0 kPa

Materiały :

Zasypka:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

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

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³

współczynniki 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 $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

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 $N/N_k = 1,20$

4.4.1 Ława L1 w osi 2

Zestawienie obciążenia na ławę w osi 2/B-C

- reakcja stropu nad parterem (pkt. 4.3.2 – R18)	= 45,0 kN/m
- reakcja słupa parteru (pkt.4.3.2 – S12) 112kN/2,0m	= 56,0 kN/m
- ciężar ściany zewnętrznej (pkt. 4.1 –tabl.7)	= 21,9 kN/m
- ciężar ściany fundamentowej (pkt. 3.1 tabl.6)	= 4,8 kN/m
Σ	= 127,7 kN/m

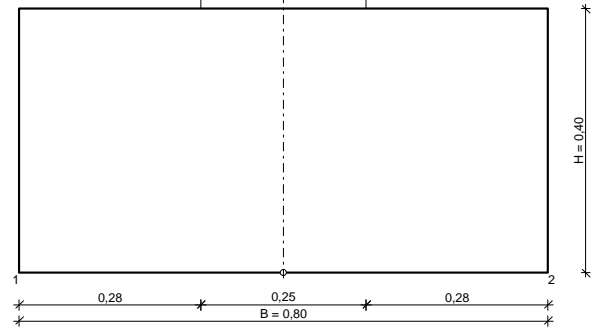
Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

$$B = 0,80 \text{ m} \quad H = 0,40 \text{ m}$$

$$B_s = 0,25 \text{ m} \quad e_B = 0,00 \text{ m}$$



Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	128,00	0,00	0,00	0,00	0,00

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 281,2 \text{ kN}$

$$N_r = 138,4 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 227,8 \text{ kN} \quad (60,75\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 45,7 \text{ kN}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 32,9 \text{ kN} \quad (0,00\%)$$

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 173,0 \text{ kPa}$

$$\sigma_{\max} = 173,0 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 180,0 \text{ kPa} \quad (96,09\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 53,94 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 38,8 \text{ kNm/mb} \quad (0,00\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,42 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,05 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,47 \text{ cm}$

$$s = 0,47 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm} \quad (47,38\%)$$

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

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 1,39 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie: poprzecznie $\phi 6 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 1,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$

podłużnie $5\phi 12 \text{ mm co } 15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

4.4.2 Fundamenty pod urządzenia

Ciężary urządzeń technologicznych:

- Pompy sieciowe – 4xCR45.3.2 – ok. 10kN
- Pompy pośrednie i popłuczne - 5szt. – razem ok. 8kN
- Filtr wody – ok. 140 kN – wsparty na czterech nogach

Przyjęto współczynnik obciążenia $\gamma = 1,3$

- Fundament F1 pod pompy sieciowe: 0,8m x 2,1m, grubość 1,3m

Obciążenie pionowe od urządzeń mechanicznych: $N_{\text{mech}} = 10\text{kN} \cdot 1,3 = 13\text{kN}$

Przyjęto poziom posadowienia fundamentu równy poziomowi posadowienia fundamentów ścian zewnętrznych.

Wymiary fundamentu $B \times L \times h = 0,8 \times 2,1 \times 1,3$.

Objętość betonu: $0,8 \cdot 2,1 \cdot 1,3 = 2,2\text{m}^3$.

Ciężar fundamentu: $2,2 \cdot 25,0 = 54,6 \times 1,1 = 60,1 \text{ kN}$

Całkowite obciążenie skupione na fundamencie: $13 + 60,1 = 73,1 \text{ kN}$

Przyjęto obciążenia poziomem $H = 0,2 \cdot 10\text{kN} = 2\text{kN}$

Średnie naprężenia w poziomie posadowienia: $\sigma = 73,1 / 0,80 \times 2,10 = 43,5 \text{ kPa}$

Ilość obrotów: 2900 obr/min $\rightarrow n_m = 2900/60 = 48,3 \text{ Hz}$

$1,2 n_m = 1,2 \cdot 48,3 = 57,9 \text{ Hz}$

$0,8 n_m = 0,8 \cdot 48,3 = 38,6 \text{ Hz}$

Częstości drgań własnych n_w

Nr	w[1/s]	f[Hz]	T[sek]	Błąd[%]
1	69,06	10,99	0,09098	0,0
2	69,06	10,99	0,09098	0,0
3	69,06	10,99	0,09098	0,0
4	6647	1058	0,0009453	0,0

Wszystkie z częstotliwości drgań własnych n_w bloku fundamentowego różnią o więcej niż 20% w stosunku do częstotliwości wzbudzającej. $n_w \notin n_m = (38,6, 57,9) \text{ Hz}$ – warunek spełniony.

Fundament z betonu B25 zbrojony stalą RB500W, przyjęto zbrojenie konstrukcyjne fundamentu.

- Fundament F2 pod pompy pośrednie i popłuczne: 1,0m x 3,4m, grubość 1,3m

Obciążenie pionowe od urządzeń mechanicznych: $N_{\text{mech}} = 8\text{kN} \cdot 1,3 = 10,4\text{kN}$

Wymiary fundamentu $B \times L \times h = 1,0 \times 3,4 \times 1,3$. Objętość betonu: $1,0 \cdot 3,4 \cdot 1,3 = 4,4\text{m}^3$.

Ciężar fundamentu: $4,4 \cdot 25,0 = 110,5 \times 1,1 = 121,6 \text{ kN}$

Całkowite obciążenie skupione na fundament: $10,4 + 121,6 = 132,0$ kN

Przyjęto obciążenia poziome $H = 0,2 \cdot 8 \text{ kN} = 1,6$ kN

Średnie naprężenia w poziomie posadowienia: $\sigma = 132,0 / 1,0 \times 3,4 = 38,8$ kPa

Ilość obrotów: 2900 obr/min $\rightarrow n_m = 2900/60 = 48,3$ Hz

1.2 $n_m = 1,2 \cdot 48,3 = 57,9$ Hz

0,8 $n_m = 0,8 \cdot 48,3 = 38,6$ Hz

Częstości drgań własnych

Nr	w[1/s]	f[Hz]	T[sek]	Błąd[%]
1	74,38	11,84	0,08447	0,0
2	74,38	11,84	0,08447	0,0
3	74,38	11,84	0,08447	0,0
4	1895	301,6	0,003316	0,0

Wszystkie z częstotliwości drgań własnych n_w bloku fundamentowego różnią o więcej niż 20% w stosunku do częstotliwości wzbudzającej. $n_w \neq n_m = (38,6, 57,9)$ Hz – warunek spełniony.

Fundament z betonu B25 zbrojony stalą RB500W, przyjęto zbrojenie konstrukcyjne fundamentu.

- Fundament F3 pod filtry: dwa bloki o wym. 2,1m x 7,1m, grubość 0,6m

Obciążenie pionowe od pojedynczego filtru: $N = 140 \text{ kN} \cdot 1,3 = 182 \text{ kN}$

Całkowite obciążenie od zespołu 3 filtrów: $N_{\text{tot}} = 140 \cdot 3 = 420 \text{ kN} \cdot 1,3 = 546 \text{ kN}$

Wymiary fundamentu $B \times L \times h = 2,1 \times 7,1 \times 0,6$. Objętość betonu: $2,1 \cdot 7,1 \cdot 0,6 = 8,9 \text{ m}^3$.

Ciężar fundamentu: $8,9 \cdot 25,0 = 223,7 \times 1,1 = 246,0$ kN

Całkowite obciążenie skupione na fundament: $546 + 246,0 = 792,0$ kN

Średnie naprężenia w poziomie posadowienia: $\sigma = 792,0 / (2,1 \times 7,1) = 53,1$ kPa

Fundament z betonu B25 zbrojony stalą RB500W, przyjęto zbrojenie konstrukcyjne fundamentu.

KONIEC OBLICZEŃ

Obliczenia wykonał: Grzegorz Maślankiewicz