



IV

KONSTRUKCJA

STADIUM – PROJEKT BUDOWLANO WYKONAWCZY

Nazwa inwestycji:	Rozbudowa i przebudowa budynku byłej szkoły wraz ze zmianą sposobu użytkowania na Centrum Akceptacji i Aktywności Społecznej oraz zagospodarowanie przyległego terenu
Adres inwestycji:	ul. Wyzwolenia 13, 89-100 Paterek, gm. Nakło nad Notecią dz. nr ew. 269, obręb: 0011 Paterek
Kategoria obiektu:	XI
Inwestor:	Powiat Nakielski ul. gen. H. Dąbrowskiego 54, 89-100 Nakło nad Notecią

Tom IV	Konstrukcja
Projektant:	mgr inż. Adam Zacharski uprawnienia budowlane nr KUP/BO/0216/03
Projektant sprawdzający:	mgr inż. Anna Bajor uprawnienia budowlane nr KUP/0074/POOK/14
Opracowanie:	Izabela Felcyn inż. Jakub Stefański

Spis treści

I. Opis do projektu konstrukcji

1.Dane ogólne.....	5
1.1.Przedmiot inwestycji.....	5
1.2.Dane ogólne.....	5
2.Dachy.....	5
2.1.Poz. W1 Wiązar drewniany części nowoprojektowanej zasłonięty.....	6
2.2.Poz. W2 Wiązar stalowy części nowoprojektowanej.....	9
2.3.Poz. W3 Wiązar drewniany części nowoprojektowanej odsłonięty.....	10
2.4.Poz. W4 Wiązar drewniany części istniejącej w konstrukcji mansardowej.....	10
3.Stropy.....	13
3.1.Stropy nad I-szym piętrem.....	14
3.2.Stropy nad parterem.....	14
3.3.Strop nad piwnicą.....	16
4.Ramy.....	17
4.1.Poz. R1 Rama żelbetowa.....	17
4.2.Poz. R2 Rama Żelbetowo - stalowa.....	18
5.Schody.....	20
5.1.Schody wewnętrzne.....	20
5.2.Schody zewnętrzne.....	21
6.Poz. B Belki (podciąg, nadproża).....	21
6.1.Poz. B.3 Belki na poddaszu.....	22
6.2.Poz. B.2 Belki na I piętrze.....	22
6.3.Poz. B.1 Belki na parterze.....	22
7.Poz. Słupy i rdzenie.....	29
7.1.Poz. S.3 Słupy na poddaszu.....	29
7.2.Poz. S.2 Słupy na I piętrze.....	29
7.3.Poz. 6.1 Słupy na parterze.....	29
7.4.Poz. 6.1 Słupy na parterze.....	30
8.Poz. WN Wieńce.....	31
8.1.Poz. WN.2 Wieńce stropu nad I-szym piętrem.....	31
8.2.Poz. WN.1 Wieńce stropu nad parterem.....	31
9.Opinia geotechniczna.....	31
9.1.Dane ogólne.....	31
9.2.Kategoria geotechniczna obiektu.....	32
9.3.Warunki gruntowe.....	32
9.4.Wnioski i zalecenia.....	32
10.Fundamenty.....	33
10.1.Poz. F1 Ławy fundamentowe.....	33
10.2.Poz. F2 Stopa fundamentowa.....	33
10.3.Poz. F3 Stopa fundamentowa.....	34
10.4.Poz. F4 Stopa fundamentowa.....	34
10.5.Poz. F5 Stopa fundamentowa.....	34
10.6.Poz. F6 Stopa fundamentowa.....	34
10.7.Poz. F7 Płyta fundamentowa pod szyb windy.....	34
10.8.Poz. F8 Ławy fundamentowe.....	34
11.Ściany fundamentowe i płyty żelbetowe.....	34

11.1.Poz. SC.01.....	35
11.2.Poz. SC.02.....	35
11.3.Poz. SC.03.....	35
11.4.Poz. SC.04.....	35
11.5.Poz. SC.05.....	35
11.6.Poz. SC.06.....	36
11.7.Poz. SC.07.....	36
11.8.Poz. SC.08.....	36
11.9.Poz. SC.09.....	36
11.10.Poz. SC.10.....	36
11.11.Poz. SC.11.....	37
11.12.Poz. SC.12.....	37
11.13.Poz. SC.13.....	37
11.14.Poz. SC.14.....	37
11.15.Poz. PŁ.01.....	37
11.16.Poz. PŁ.02.....	37
11.17.Poz. PŁ.03.....	38
11.18.Poz. PŁ.04.....	38
11.19.Poz. PŁ.05.....	38
11.20.Poz. PŁ.06.....	38
11.21.Poz. PŁ.07.....	38
11.22.Poz. PŁ.08.....	38
12.Pogłębienie posadzki w pomieszczeniach piwnicy.....	39
13.Konstrukcja altany ogrodowej.....	39
13.1.Informacje.....	39
13.2.Wieżba dachowa.....	39
13.3.Strop i słupy.....	41
13.4.Fundamenty.....	41
14.Uwagi końcowe.....	42

II. Część rysunkowa projektu konstrukcji

Spis rysunków

K1	Schemat wyburzeń - parter	1:100
K2	Schemat wyburzeń - piętro	1:100
K3	Schemat wyburzeń - piwnica	1:100
K4	Schemat wyburzeń - poddasze	1:100
K5	Schemat wyburzeń - dach	1:100
K6	Rzut fundamentów	1:100
K7	Rzut stropu nad parterem	1:100
K8	Rzut stropu nad piętrem	1:100
K9	Schemat konstrukcji stropu nad piwnicą	1:100
K10	Rzut więźby dachowej I	1:100
K11	Wiązary dachowe drewniane	1:100
K12	Rzut więźby dachowej II	1:100
K13	Konstrukcja ściany szczytowej	1:100
K14	Rama Poz. R1	1:25
K15	Rama Poz. R2 cz. I	1:20
K16	Rama Poz. R2 cz. II	1:25
K17	Wiązar dachowy Poz. W2	1:20
K18	Schody wewnętrzne	1:30
K19	Płyta żelbetowa Poz. ST.1.2	1:30
K20	Poz. B.1.1	1:20
K21	Poz. B.1.2	1:20
K22	Poz. B.1.3	1:20
K23	Rys. szal. - ściany fundamentowe I	1:100
K24	Ściany fundamentowe – zbrojenie I	1:50
K25	Ściany fundamentowe – zbrojenie II	1:50
K26	Rys. szal. - ściany fundamentowe II	1:100
K27	Rys. szal. - ściany fundamentowe III	1:100
K28	Rys. szal. - ściany fundamentowe IV	1:100
K29	Rys. szal. - ściany fundamentowe V	1:100
K30	Rys. szal. - ściany fundamentowe VI	1:100
K31	Elementy żelbetowe I	1:25
K32	Elementy żelbetowe II	1:25
K33	Elementy żelbetowe III	1:25
K34	Elementy żelbetowe IV	1:25
GK1	Rzut fundamentów altany	1:100
GK2	Rzut więźby dachowej altany	1:10
GK3	Zbrojenie fundamentu altany I	1:50
GK4	Zbrojenie fundamentu altany II	1:50
GK5	Zbrojenie stropu altany	1:25
K35	Detal oparcia WN2	1:20

1. Dane ogólne

1.1. Przedmiot inwestycji

Nazwa inwestycji:	Rozbudowa i przebudowa budynku byłej szkoły wraz ze zmianą sposobu użytkowania na Centrum Akceptacji i Aktywności Społecznej oraz zagospodarowanie przyległego terenu
Adres inwestycji:	ul. Wyzwolenia 13, 89-100 Paterek, gm. Nakło nad Notecią dz. nr ew. 269, obręb: 0011 Paterek
Inwestor:	Powiat Nakielski ul. gen. H. Dąbrowskiego 54, 89-100 Nakło nad Notecią

1.2. Dane ogólne

Użyte materiały:

- Beton C25/30 (dawniej B30)
 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 17,86 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
- Beton C16/20 (dawniej B20)
 $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 11,43 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 1,9 \text{ MPa}$
- Stal zbrojeniowa A-IIIIN (RB500W)
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$
- Stal konstrukcyjna S355J2
 $f_y = 355 \text{ MPa}$
 $f_u = 510 \text{ MPa}$
dla elementów $t \leq 40 \text{ mm}$
- Stal konstrukcyjna S355J2H
 $f_y = 355 \text{ MPa}$
 $f_u = 510 \text{ MPa}$
dla elementów $t \leq 40 \text{ mm}$
- Drewno konstrukcyjne klasy C27
 $f_{m,k} = 27 \text{ MPa}$
 $f_{c,0,k} = 16 \text{ MPa}$
 $f_{v,k} = 2,8 \text{ MPa}$
 $E_{0,mean} = 12 \text{ MPa}$

2. Dachy

Stefy klimatyczne:

Lokalizacja: Paterek

Obciążenie śniegiem – strefa II

Obciążenie wiatrem – strefa I

2.1. Poz. W1 Wiązar drewniany części nowoprojektowanej zasłonięty

Projektowany wiązar znajduje się w nowoprojektowanym skrzydle budynku. Jego konstrukcja jest zasłonięta.

Dane ogólne:

- Konstrukcja dachu – jętkowa
- Nachylenie połaci - 54°
- Maksymalny rozstaw krokwi – 1,04 m
- Maksymalny rozstaw jętek (podwójnych) – 1,04 m

Konstrukcja dachu:

- Krokiew 10x20 cm z drewna klasy C27
- Jętka podwójna 8x20 cm z drewna klasy C27

Obciążenia były zbierane na 1 m² połaci dachu.

Szerokość pasma obciążenia – 0,97 m

Schemat statyczny:

2.1.1. Obciążenia stałe

Ciężar własny konstrukcji uwzględniono w programie obliczeniowym.

Zebranie obciążeń na połac dachu ocieplonego wełną mineralną:

Rodzaj obciążenia	Wartość char. [kN/m ²]	γ_f	Wartość obl. [kN/m ²]
Panele elewacyjne drewniane z modrzewia syberyjskiego 2,8 cm	0,16	1,2	0,19
Łaty 4x6 cm	0,04	1,2	0,04
Kontrłaty 2,5x5 cm	0,01	1,2	0,01
2 x Papa	0,35	1,3	0,46
Płyta MFP 1,8 cm	0,13	1,2	0,15
Wełna mineralna 18 cm	0,18	1,2	0,22
Wełna mineralna na ruszcie w sporczym 4 cm	0,15	1,2	0,18
Folia paroizolacyjna	0,10	1,2	0,12
2 x Płyta g-k 2,5 cm	0,30	1,2	0,36
SUMA	1,41	1,21	1,73

Suma wartości charakterystycznej obciążenia $G_k = 1,41 \text{ kN/m}^2$

$1,41 \times 0,97 = 1,37 \text{ kN/m}$

Suma wartości obliczeniowej obciążenia $G_d = 1,73 \text{ kN/m}^2$

$1,73 \times 0,97 = 1,68 \text{ kN/m}$

Zebranie obciążeń na połacie dachu nieocieplonego:

Rodzaj obciążenia	Wartość char. [kN/m ²]	γ_f	Wartość obl. [kN/m ²]
Panele elewacyjne drewniane z modrzewia syberyjskiego 2,8 cm	0,16	1,2	0,19
Łaty 4x6 cm	0,04	1,2	0,04
Kontrłaty 2,5x5 cm	0,01	1,2	0,01
2 x Papa	0,35	1,3	0,46
Płyta MFP 1,8 cm	0,13	1,2	0,15
SUMA	0,68	1,22	0,85

Suma wartości charakterystycznej obciążenia $G_k = 0,68 \text{ kN/m}^2$

$0,68 \times 0,97 = 0,66 \text{ kN/m}$

Suma wartości obliczeniowej obciążenia $G_d = 0,85 \text{ kN/m}^2$

$0,85 \times 0,97 = 0,83 \text{ kN/m}$

Zebranie obciążeń przypadających na jętkę podwójną ocieploną:

Rodzaj obciążenia	Wartość char. [kN/m ²]	γ_f	Wartość obl. [kN/m ²]
Płyty drewnopochodne 2 cm	0,14	1,2	0,17
Folia wiatroizolacyjna	0,10	1,2	0,12
Wełna mineralna 18 cm	0,18	1,2	0,22
Wełna mineralna na ruszcie w sporczym 4 cm	0,15	1,2	0,18
Folia paroizolacyjna	0,10	1,2	0,12
2 x Płyta g-k 2,5 cm	0,30	1,2	0,36
SUMA	0,97	1,2	1,16

Suma wartości charakterystycznej obciążenia $G_k = 0,97 \text{ kN/m}^2$
 $0,97 \times 0,97 = 0,94 \text{ kN/m}$

Suma wartości obliczeniowej obciążenia $G_d = 1,16 \text{ kN/m}^2$
 $1,16 \times 0,97 = 1,13 \text{ kN/m}$

2.1.2. Obciążenia zmienne

Zebranie obciążeń od śniegu na połac dachową:

$$Q_k = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$C_2 = 1,2 \times \frac{60-54}{30} = 0,24$$

$$C_1 = 0,8 \times \frac{60-54}{30} = 0,16$$

	$s_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$	[m]	$s_k \text{ [kN/m]}$	γ_f	s [kN/m]
Połąc naw ietrzna	0,22	0,97	0,21	1,5	0,31
Połąc zaw ietrzna	0,14	0,97	0,14	1,5	0,21

Zebranie obciążeń od wiatru na połac dachową:

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

$$z = 12,93 \text{ m}$$

$$C_e = 0,81$$

$$C_{2z} = 0,015 \times 54 - 0,2 = 0,61$$

$$C_{1z} = -0,40$$

$$\beta = 1,80$$

	p_k [kN/m ²]	[m]	p_k [kN/m]	Y_f	p [kN/m]
Połąc naw ietrzna	0,27	0,97	0,26	1,5	0,39
Połąc zaw ietrzna	-0,17	0,97	-0,17	1,5	-0,25

Obciążenie użytkowe przypadające na jętkę:

Przyjęto obciążenie: 0,5 kN/m²

$$0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

2.2. Poz. W2 Wiązar stalowy części nowoprojektowanej

Projektowany wiązar znajduje się w nowoprojektowanym skrzydle budynku. Jego konstrukcja jest zasłonięta. Został on zaprojektowany jako konstrukcja wsporcza pod centralę wentylacyjną NW2.

Dane ogólne:

- Konstrukcja dachu – stalowa
- Nachylenie połaci - 54°

Konstrukcja dachu:

- Dźwigar z rury prostokątnej RP 200x100x6 ze stali S355J2H
 $I_y = 1754 \text{ cm}^4$
- Belka wsporcza z rury prostokątnej RP200x100x6 ze stali S355J2H
 $I_y = 1754 \text{ cm}^4$

Schemat statyczny:

Wartości zebranych obciążeń stałych i zmiennych według Poz. W1.

Dodatkowe obciążenie od centrali wentylacyjnej NW2:

Masa urządzenia: 471 kg

Przyjęto rozłożenie ciężaru na cztery punkty podparcia, po dwa na każdy wiązar.

$$4,71 / 4 = 1,178 \text{ kN}$$

Wartość obliczeniowa: $1,18 \times 1,2 = 1,42 \text{ kN}$

2.3. Poz. W3 Wiązar drewniany części nowoprojektowanej odsłonięty

Projektowany wiązar znajduje się w nowoprojektowanym skrzydle budynku nad salą ogólną 2.23

Dane ogólne:

- Konstrukcja dachu – jętkowa
- Nachylenie połaci - 54°
- Maksymalny rozstaw krokwi – 0,94 m
- Maksymalny rozstaw jętek (podwójnych) – 0,94 m

Konstrukcja dachu:

- Krokiew 10x20 cm z drewna klasy C27
- Jętką podwójną 8x20 cm z drewna klasy C27

Projektowany więźar znajduje się w nowoprojektowanym skrzydle budynku. Jego konstrukcja jest zastłonięta.

Obciążenia były zbierane na 1 m² połaci dachu.
Szerokość pasma obciążenia – 0,90 m

Zebranie obciążeń stałych oraz zmiennych wg Poz. W1.

W konstrukcji dachu zastosowano stalowe płaskowniki firmy DMX DOMAX rozmieszczone wg rysunków konstrukcji. Jętki zamocowane obustronnie na płaskownikach podwieszone do konstrukcji krokwi na ściągach stalowych firmy Dromet.

Całość konstrukcji zabezpieczyć farbą pęczniącą firmy STEELGUARD odpowiednią odporności ogniowej REI 60.

2.4. Poz. W4 Więźar drewniany części istniejącej w konstrukcji mansardowej

UWAGA: Przed wykonaniem konstrukcji dachu wykonać odkrywkę stropu w miejscu lokalizacji słupa. Sposób oparcia uzgodnić z biurem projektowym.

Dane ogólne:

- Konstrukcja dachu – dach mansardowy
- Nachylenie połaci – 36° i 64°
- Maksymalny rozstaw krokwi – 1,30 m
- Maksymalny rozstaw kleszczy – 1,30 m

Konstrukcja dachu:

- Krokiew 8x20 cm z drewna klasy C27
- Kleszcze 8x18 cm z drewna klasy C27
- Belka więźarowa 18x18 cm z drewna klasy C27

Projektowany więźar znajduje się w istniejącej części budynku.

W konstrukcji dachu lokalnie zastosowano podwójne krokwie wg rysunków konstrukcji.

Obciążenia były zbierane na 1 m² połaci dachu.
Szerokość pasma obciążenia – 0,80 m

Schemat statyczny

Zebranie obciążeń

Ciężar własny konstrukcji uwzględniono w programie obliczeniowym.

Zebranie obciążeń na połac dachu ocieplonego wełną mineralną:

Rodzaj obciążenia	Wartość char. [kN/m ²]	γ_f	Wartość obl. [kN/m ²]
Dachówka ceramiczna	0,95	1,2	1,14
Łaty 4x6 cm	0,04	1,2	0,04
Kontrłaty 2,5x5 cm	0,01	1,2	0,01
Folia wiatroizolacyjna	0,10	1,2	0,12
Wełna mineralna 18 cm	0,18	1,2	0,22
Wełna mineralna na ruszcie w sporczym 4 cm	0,15	1,2	0,18
Folia paroizolacyjna	0,10	1,2	0,12
2 x Płyta g-k 2,5 cm	0,30	1,2	0,36
SUMA	1,82	1,2	2,19

Suma wartości charakterystycznej obciążenia $G_k = 1,82 \text{ kN/m}^2$

$1,82 \times 0,8 = 1,46 \text{ kN/m}$

Suma wartości obliczeniowej obciążenia $G_d = 2,19 \text{ kN/m}^2$

$2,19 \times 0,8 = 1,75 \text{ kN/m}$

Obciążenie przypadające na belkę więzarsową (stropową):

Rodzaj obciążenia	Wartość char. [kN/m ²]	γ_f	Wartość obl. [kN/m ²]
Deski 3 cm	0,21	1,2	0,25
Wełna mineralna 18 cm	0,18	1,2	0,22
Folia paroizolacyjna	0,10	1,2	0,12
2 x Płyta g-k 2,5 cm	0,30	1,2	0,36
SUMA	0,79	1,2	0,95

	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
SUMA G_k	0,79	0,80	0,63
SUMA G_d	0,95	0,80	0,76

Zebranie obciążeń od śniegu na połac dachową:

Połac dachu 36°

$$Q_k = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$C_2 = 1,2 \times \frac{60-36}{30} = 0,96$$

$$C_1 = 0,8 \times \frac{60-36}{30} = 0,64$$

	s_k [kN/m ²]	[m]	s_k [kN/m]	Y_f	s [kN/m]
połac nawietrzna	0,86	0,80	0,69	1,50	1,04
połac zawietrzna	0,58	0,80	0,46	1,50	0,69

Zebranie obciążeń od wiatru na połac dachową:

Połac dachu 36°

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

$$z = 9,92 \text{ m}$$

$$C_e = 0,75$$

$$\beta = 1,8$$

Współczynniki aerodynamiczne – wariant II

$$C_{2z} = 0,015 \times 36 - 0,2 = 0,34$$

$$C_{1z} = -0,40$$

	p_k [kN/m ²]	[m]	p_k [kN/m]	Y_f	s [kN/m]
połac nawietrzna	0,14	0,80	0,11	1,50	0,16
połac zawietrzna	-0,16	0,80	-0,13	1,50	-0,19

Współczynniki aerodynamiczne – wariant I

$$C_{2z} = -0,045 \times (40-36) = -0,18$$

$$C_{1z} = -0,40$$

	p_k [kN/m ²]	[m]	p_k [kN/m]	Y_f	p [kN/m]
połac nawietrzna	-0,07	0,80	-0,06	1,50	-0,09
połac zawietrzna	-0,16	0,80	-0,13	1,50	-0,19

Połac dachu 64°

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

$$z = 9,92 \text{ m}$$

$$C_e = 0,75$$

$$\beta = 1,8$$

Współczynniki aerodynamiczne – wariant II

$$C_{2z} = 0,70$$

$$C_{1z} = -0,40$$

	p_k [kN/m ²]	[m]	p_k [kN/m]	Y_f	s [kN/m]
Połąc nawietrzna	0,28	0,80	0,23	1,50	0,34
Połąc zawietrzna	-0,16	0,80	-0,13	1,50	-0,19

Obciążenie użytkowe na belkę wiązarową:

Przyjęto obciążenie użytkowe o wartości 1,5 kN/m². W przypadku zmiany sposobu użytkowania poddasza należy uwzględnić to w obliczeniach.

Wartość obliczeniowa: $1,5 \times 1,5 = 2,25$ kN/m²

3. Stropy

3.1. Stropy nad I-szym piętrem

3.1.1. Poz. ST 2.1

Konstrukcja istniejącego stropu drewnianego bez zmian.

3.1.2. Strop drewniany Poz. W1 i Poz. W2

Konstrukcja stropu drewnianego na jętkach wiązarów Poz. W1 i Poz. W2. Zebranie obciążeń i wymiarowanie wg tych pozycji.

3.1.3. Strop drewniany

Konstrukcja stropu drewnianego na belce wiązarowej (2 x Kl 8x18) wg Poz. W4.

3.2. Stropy nad parterem

3.2.1. Poz. ST 1.1 Strop nad częścią nowoprojektowaną

Rozpiętość stropu – 9,30 m

Zebranie obciążeń:

Obciążenie stałe [kN/m²]:

Pozycja obliczeniow a	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniow y	Wartość obliczeniow a
Okładzina 2 cm	0,50	1,3	0,65
Wylew ka betonow a 3,5 cm	0,88	1,3	1,14
Styropian 4 cm	0,00	1,2	0,00
Tynk c-w 1,5 cm	0,29	1,3	0,37
SUMA	1,66	-	2,16

Obciążenie zmienne [kN/m²]:

Obciążenie użytkow e	2,00	1,5	3,00
Obc. zastępcze od ścianek działow ych	1,25	1,5	1,88
SUMA	3,25	-	4,88

Suma obciążeń przypadających na strop: $2,16 + 4,88 = 7,04 \text{ kN/m}^2$

$X = 0,79 \text{ m}$ dla układu potrójnego

Momenty od obciążeń zewnętrznych:

$$M_{sd} = (\sum G + \sum Q) \times \left(\frac{L^2}{8}\right) \times \chi = 60,09 \text{ kNm}$$

Zredukowana wartość sił tnących:

$$V_{sd} = (\sum G + \sum Q) \times \left(\frac{L}{2}\right) \times \chi \times \left(1 - \left(\frac{5 \times h}{3 \times L}\right)\right) = 24,73 \text{ kN}$$

Przyjęto strop RECTORBETON 20+4 w układzie potrójnym 3 x RS 138.

3.2.2. Poz. ST 1.2 Płyta żelbetowa w nowoprojektowanej klatce schodowej

Zebranie obciążeń:

Pozycja obliczeniowa	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy	Wartość obliczeniowa
Okładzina 2 cm	0,50	1,3	0,65
Wylewka betonowa 3,5 cm	0,88	1,3	1,14
Styropian 4 cm	0,002	1,2	0,002
Płyta żelbetowa 15 cm	3,75	1,1	4,13
Tynk c-w 1,5 cm	0,29	1,3	0,37
Obciążenie użytkowe	5,00	1,5	7,50
SUMA	10,41	-	13,79

Zbrojenie:

Płytę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 15 cm zbrojoną siatką z prętów $\Phi 12$ co 12 cm w obu kierunkach, górą i dołem.

Płyta pomiędzy belką Poz. B.1.2, a schodami wewnętrznymi zamocowana wspornikowo w płycie spocznika na I-szym piętrze (zgodnie z rysunkami konstrukcyjnymi).

3.2.3. Poz. ST 1.3 Strop w istniejącej części budynku – wymiana stropu

Rozpiętość maksymalna stropu – 5,89 m

Zebranie obciążeń:

Obciążenie stałe [kN/m^2]:

Pozycja obliczeniowa	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy	Wartość obliczeniowa
Posadzka 2 cm	0,50	1,3	0,65
Wylewka betonowa 6 cm	1,50	1,3	1,95
Wełna mineralna 5 cm	0,05	1,2	0,06
Tynk c-w	0,29	1,3	0,37
SUMA	2,34	-	3,03

Obciążenie zmienne [kN/m^2]:

Obciążenie użytkowe	2,00	1,5	3,00
Obc. zastępcze od ścianek działowych	1,25	1,5	1,88
SUMA	3,25	-	4,88

Suma obciążeń przypadających na strop: $3,03 + 4,88 = 7,91 \text{ kN/m}^2$

$X = 0,69 \text{ m}$ dla układu podwójnego

Momenty od obciążeń zewnętrznych:

$$M_{sd} = (\Sigma G + \Sigma Q) \times \left(\frac{L^2}{8}\right) \times \chi = 23,65 \text{ kNm}$$

Zredukowana wartość sił tnących:

$$V_{sd} = (\Sigma G + \Sigma Q) \times \left(\frac{L}{2}\right) \times \chi \times \left(1 - \left(\frac{5 \times h}{3 \times L}\right)\right) = 15,16 \text{ kN}$$

Przyjęto strop RECTORLIGHT 16+4 w układzie podwójnym 2 x RS 138.

3.2.4. Poz. ST 1.4 Strop żelbetowy

Istniejący strop przeznaczony pod częściowe wyburzenie. Wyburzenie przeprowadzić zgodnie z rysunkami wyburzeniowymi uwzględniając branżę inwentaryzacji i architektury.

3.3. Strop nad piwnicą

3.3.1. Poz. ST 0.1 Strop odcinkowy

Rozpiętość maksymalna stropu – 5,64 m

W stropie projektowana jest wymiana polepy na keramzyt izolacyjny S o frakcji 0-4 mm.
Ciężar nasypowy średnio – 510 kg/m³.

Ciężar nowego wypełnienia nie przekracza ciężaru istniejącego wypełnienia – strop nie zostanie dodatkowo obciążony.

3.3.2. Poz. ST 0.2 Strop żelbetowy

Konstrukcja istniejącego stropu bez zmian.

3.3.3. Poz. ST 0.3 Strop żelbetowy

Konstrukcja istniejącego stropu bez zmian.

4. Ramy

4.1. Poz. R1 Rama żelbetowa

Projektowana rama żelbetowa znajduje się w nowoprojektowanym skrzydle budynku od strony ogrodowej. Do jej konstrukcji montowana jest szklana fasada.

Projektowana otulina $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Projektowana otulina fundamentów $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

Obciążenie od ssania wiatru na fasadzie szklanej:

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

$$z = 12,93 \text{ m}$$

$$C_e = 0,81$$

$$\beta = 1,8$$

$$p_k = -0,31 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -0,31 \times 1,5 = -0,47 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie ciężarem ścianki ażurowej:

Deski z drewna klejonego o wymiarach 0,03x0,15 m

Ciężar drewna: $\gamma = 4,0 \text{ kN/m}^3$

Rurka dystansowa 51,0 x 4,0 mm o masie: 4,64 kg/m

- Deski drewniane:

Rozstaw między rurkami dystansowymi dla rygla – 1,68 m

$$3 \times 0,03 \times 0,15 \times 4,0 \times 1,68 = 0,09 \text{ kN}$$

Rozstaw między rurkami dystansowymi dla słupa – 1,12 m

$$3 \times 0,03 \times 0,15 \times 4,0 \times 1,12 = 0,06 \text{ kN}$$

- Rurki dystansowe:

$$3 \times 0,25 = 0,75 \text{ m}$$

$$0,0464 \times 0,75 = 0,035 \text{ kN}$$

- Reakcje

$$P_1 = 0,125 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,095 \text{ kN}$$

4.1.1. Rygiel dachowy

Zbrojenie:

Rygiel dachowy przyjęty został jako żelbetowy o wymiarach 24x40 cm z betonu C25/30 zbrojony 2 prętami $\Phi 20$ ze stali AIII-N w pasie dolnym i górnym. Strzemiona dwucięte z prętów $\Phi 8$ ze stali AIII-N w rozstawie co 25 cm, zagęszczone do 10 cm na skrajach rygla.

4.1.2. Słup

Zbrojenie:

Słup przyjęty został jako żelbetowy o wymiarach 24x40 cm z betonu C25/30 zbrojony 4 prętami $\Phi 20$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte z prętów $\Phi 8$ ze stali AIII-N w rozstawie co 25 cm, zagęszczone do 10 cm na skrajach słupa.

4.1.3. Stopa fundamentowa

Zbrojenie:

Stopa fundamentowa przyjęta została żelbetowa o wymiarach 150x150 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 12$ ze stali AIIIIN w rozstawie co 15 cm w obu kierunkach.

4.2. Poz. R2 Rama Żelbetowo - stalowa

Projektowana rama znajduje się w nowoprojektowanym skrzydle budynku w miejscu połączenia z istniejącym budynkiem. Rama jest konstrukcją wsporczą pod szklaną fasadę klatki schodowej.

Zebranie obciążeń:

Obciążenie od ssania wiatru na fasadzie szklanej (ściana):

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

$$z = 11,27 \text{ m}$$

$$C_e = 0,78$$

$$\beta = 1,8$$

	$p_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$	Y_f	$p \text{ [kN/m}^2\text{]}$
połac naw ietrzna	0,29	1,5	0,44
połac zaw ietrzna	-0,17	1,5	-0,25

Pole fasady – 14,6 m²

Zebranie obciążeń od śniegu na połac dachową:

$$Q_k = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$C_2 = 1,2 \times \frac{60-54}{30} = 0,24$$

$$C_1 = 0,8 \times \frac{60-54}{30} = 0,16$$

	$s_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$	[m]	$s_k \text{ [kN/m]}$	Y_f	$s \text{ [kN/m]}$
Połac naw ietrzna	0,22	1	0,22	1,5	0,32
Połac zaw ietrzna	0,14	0,97	0,14	1,5	0,21

Zebranie obciążeń od wiatru na połac dachową:

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

$$z = 12,93 \text{ m}$$

$$C_e = 0,81$$

$$C_{2z} = 0,015 \times 54 - 0,2 = 0,61$$

$$C_{1z} = -0,40$$

$$\beta = 1,80$$

	p_k [kN/m ²]	[m]	p_k [kN/m]	γ_f	p [kN/m]
Połąc naw ietrzna	0,27	0,97	0,26	1,5	0,39
Połąc zaw ietrzna	-0,17	0,97	-0,17	1,5	-0,25

Obciążenie użytkowe przypadające na jętkę:

Przyjęto obciążenie: 0,5 kN/m²

$$0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

4.2.1. Słup żelbetowy

Zbrojenie:

Słup przyjęto jako żelbetowy o wymiarach 25x25 cm z betonu C25/30 zbrojony 4 prętami $\Phi 20$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte z prętów $\Phi 8$ ze stali AIII-N w rozstawie co 20 cm, zagęszczone do 10 cm na skrajach słupa.

4.2.2. Słup stalowy

Słup przyjęto jako stalowy z rury prostokątnej RP 200x100x6 ze stali S355J2H mocowany w słupie żelbetowym za pomocą blachy doczołowej mocowanej na 6 kotew wklejanych M20 do stosowania w betonie pełnym z patronem Hilti HUV.

Połączenie słupa stalowego z dźwigarem dachowym za pomocą spawu z pełnym przetopem.

4.2.3. Dźwigar stalowy

Rygiel dachowy przyjęto jako stalowy z rury prostokątnej RP 200x100x6 ze stali S355J2H.

4.2.4. Belka stalowa

Belkę przyjęto jako stalową z rury prostokątnej RP 200x80x6 ze stali S355J2H mocowaną w dźwigarze dachowym za pomocą 2 śrub M16.

5. Schody

5.1. Schody wewnętrzne

Schody są zlokalizowane w nowoprojektowanym skrzydle budynku.

Zebranie obciążeń:

Zebranie obciążeń dla płyty spocznikowej na szerokości biegu – 1,55 m [kN/m]

Pozycja obliczeniowa	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy	Wartość obliczeniowa
Okładzina 2 cm	0,78	1,3	1,01
Płyta spocznika 15 cm	5,81	1,1	6,39
Tynk c-w 1,5 cm	0,44	1,3	0,57
Obciążenie użytkowe	7,75	1,5	11,63
SUMA	14,78	-	19,60

Zebranie obciążeń dla płyty biegowej na szerokość biegu – 1,55 m [kN/m]

Pozycja obliczeniowa	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy	Wartość obliczeniowa
Okładzina 2 cm	1,14	1,3	1,48
Stopnie betonowe	2,91	1,1	3,20
Płyta biegowa 15 cm	6,41	1,1	7,05
Tynk c-w 1,5 cm	0,49	1,3	0,63
Obciążenie użytkowe	7,75	1,5	11,63
SUMA	18,70	-	23,99

Zebranie obciążeń dla płyty spocznikowej na piętrze na szerokość biegu – 1,55 m [kN/m]

Pozycja obliczeniowa	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy	Wartość obliczeniowa
Okładzina 2 cm	0,78	1,3	1,01
Wylewka betonowa 3,5 cm	1,36	1,3	1,76
Styropian 4 cm	0,03	1,2	0,03
Płyta spocznika 15 cm	5,81	1,1	6,39
Tynk c-w 1,5 cm	0,44	1,3	0,57
Obciążenie użytkowe	7,75	1,5	11,63
SUMA	16,16	-	21,40

Zbrojenie:

Schody zostały zaprojektowane jako żelbetowe o płycie grubości 15 cm zbrojonej prętami $\Phi 12$ w rozstawie co 20 cm.

Schody oparte są na belkach Poz. B.1.1 oraz Poz. B.1.2 opisanych w osobnych punktach.

5.2. Schody zewnętrzne

Schody zewnętrzne w konstrukcji stalowej mocowane na belkach wpornikowych Poz. B.1.4.

Założenia projektowe:

- Schody malowane farbą pęczniejącą w kolorze RAL 7026,
- Przyjęto spoczniki i stopnie z kraty WEMA,
- Przyjęto barierki bezpieczne,
- Podparcie na wspornikach żelbetowych Poz. 5.1.4.

Zebranie obciążeń:

- Ciężar własny stopnia – $0,3 \times 1,55 = 0,47$ kN/m
- Ciężar własny spocznika – $0,4 \times 1,55 = 0,62$ kN/m
- Ciężar barierki – 0,5 kN/m
- Obciążenie użytkowe – $5 \times 1,55 = 7,75$ kN/m
Wartość obliczeniowa – $5 \times 1,5 = 11,63$ kN/m

Wyniki:

Maksymalna reakcja w punkcie podparcia schodów – 19,11 kN

UWAGA: Szczegółowe opracowanie projektu schodów zewnętrznych po stronie producenta: TLC Sp. z o.o na etapie wykonawstwa według założeń projektowych.

6. Poz. B Belki (podciągi, nadproża)

6.1. Poz. B.3 Belki na poddaszu

6.1.1. Poz. B.3.1 Podciąg stalowy HEB 200

Belka stalowa HEB 200 ze stali S355J2 projektowana w istniejącej części budynku pod nowoprojektowany dach mansardowy Poz. W4. Oparcie jednego krańca belki w bruździe w murze projektowanym na konstrukcji wieńca Poz. WN.2.1

6.2. Poz. B.2 Belki na I piętrze

6.2.1. Poz. B.2.1 Podciąg stalowy HEB 200

Podciąg stalowy HEB 200 ze stali S355J2 projektowany w istniejącej części budynku pod belki konstrukcji stropu drewnianego. Belka obustronnie oparta w bruździe w ścianie na głębokość 20 cm na poduszce betonowej grubości min. 10 cm z betonu C16/20.

6.2.2. Poz. B.2.2

Podciąg stalowy HEB 200 ze stali S355J2 projektowany w istniejącej części budynku pod belki konstrukcji stropu drewnianego. Oparcie jednego krańca belki na słupie żelbetowej na podlewce wyrównawczej z betonu C16/20. Drugi kraniec zagłębiony w murze na głębokość 20 cm na poduszce betonowej grubości min. 10 cm z betonu C16/20.

6.2.3. Poz. B.2.3

Podciąg stalowy HEB 200 ze stali S355J2 projektowany w istniejącej części budynku pod belki konstrukcji stropu drewnianego. Belka obustronnie oparta w bruździe w ścianie na głębokość 20 cm na poduszce betonowej grubości min. 10 cm z betonu C16/20.

6.3. Poz. B.1 Belki na parterze

6.3.1. Poz. B.1.1

Belka jest obustronnie wspornikowo zamocowana w słupie Poz. S.1.5. Stanowi podporę pod płyty biegowe schodów oraz międzkondygnacyjną płytę spocznikową.

Zebranie obciążeń:

Belka jest obciążona reakcjami z płyt biegów schodowych.

Wartości zebranych obciążeń od płyty spocznikowej według punktu 5.1.

Reakcja z górnej płyty biegu (wartość obliczeniowa): 101,87 kN
 $101,87 / 1,55 = 65,73 \text{ kN/m}$

Reakcja z dolnej płyty biegu (wartość obliczeniowa): 81,01 kN
 $81,01 / 1,55 = 52,31 \text{ kN/m}$

Obliczenia zostały przeprowadzone dla bardziej obciążonej belki.

Wykresy sił przekrojowych:

Zbrojenie:

Belka została przyjęta jako żelbetowa o wymiarach 25x35 cm zbrojona 4 prętami $\Phi 16$ ze stali AIII-N w pasie górnym oraz 2 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N w pasie dolnym. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 9 cm.

6.3.2. Poz. B.1.2

Belka jest podparta obustronnie na słupach Poz. S.1.4.

Zebranie obciążeń:

Ciężar własny konstrukcji uwzględniono w programie obliczeniowym.

Belka jest obciążona płytą żelbetową Poz. ST 1.2 oraz reakcją z płyty biegu schodów wewnętrznych.

Rozpiętość pasma obciążenia płyty żelbetowej – 0,775 m

Pozycja obliczeniowa	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy	Wartość obliczeniowa
Okladzina 2 cm	0,39	1,3	0,50
Wylewka betonowa 3,5 cm	0,68	1,3	0,88
Styropian 4 cm	0,001	1,2	0,002
Płyta żelbetowa 15 cm	2,91	1,1	3,20
Tynk c-w 1,5 cm	0,22	1,3	0,29
Obciążenie użytkowe	3,88	1,5	5,81
SUMA	8,07	-	10,68

Reakcja z płyty biegu (wartość obliczeniowa): 57,79 kN

$57,79 / 1,55 = 37,28 \text{ kN/m}$

Wykresy sił przekrojowych:

Zbrojenie:

Belka została przyjęta jako żelbetowa o wymiarach 25x35 cm zbrojona 2 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N w pasie górnym oraz 5 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N w pasie dolnym. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie wg rysunków konstrukcji.

6.3.3. Poz. B.1.3

Belka jest podparta obustronnie na słupach ramy Poz. R2.

Zebranie obciążeń:

Ciężar własny konstrukcji uwzględniono w programie obliczeniowym.

Belka jest obciążona płytą żelbetową Poz. ST 1.2.

Rozpiętość pasma obciążenia – 0,775 m

Wartości zebranych obciążeń od Poz. ST 1.2 według Poz. 5.1.2

Wykresy sił przekrojowych:

Zbrojenie:

Belka została przyjęta jako żelbetowa o wymiarach 25x35 cm zbrojona 2 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N w pasie górnym oraz dolnym. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 20 cm.

6.3.4. Poz. B.1.4

Zebranie obciążeń:

Obciążenie ze schodów zewnętrznych – 19,11 kN

$$19,11 / 1,55 = 12,74 \text{ kN/m}$$

Zbrojenie:

Belka została przyjęta jako żelbetowa o wymiarach 24x24 cm zbrojona 2 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N w pasie górnym oraz dolnym. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 15 cm.

6.3.5. Poz. B.1.5

Zebranie obciążeń:

- Reakcja z więzara dachowego (obliczeniowa): 19,68 kN
 $19,68 / 0,97 = 20,29 \text{ kN/m}$
- Obciążenie z muru nad stropem:
 $0,3 \times (0,24 \times 25 + 0,1 \times 1 + 0,02 \times 5,8) + 0,31 \times (0,24 \times 6 + 0,1 \times 1 + 0,02 \times 5,8) = 2,38 \text{ kN/m}$
Wartość obliczeniowa – $2,38 \times 1,2 = 2,85 \text{ kN/m}$
- Obciążenie z muru (na zaprawie klejowej) pod stropem:
 $1,19 \times (0,24 \times 6 + 0,1 \times 1 + 0,02 \times 5,8) = 1,97 \text{ kN/m}$
Wartość obliczeniowa – $1,97 \times 1,2 = 2,36 \text{ kN/m}$
- Obciążenie ze stropu – stałe:
Rozpiętość – 4,65 m
Ciężar warstw posadzki – $2,16 \text{ kN/m}^2$
Ciężar własny stropu – $3,6 \text{ kN/m}^2$
Wartość obliczeniowa – $(2,16 + 3,6 \times 1,1) \times 4,65 = 28,46 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie ze stropu – zmienne:
Rozpiętość – 4,65 m
Wartość obliczeniowa – $4,88 \times 4,65 = 22,69 \text{ kN/m}^2$

Wykresy sił przekrojowych:

Wykresy dla przęsła nr 1

Wykresy dla przęsła nr 2

Wykresy dla przęsła nr 3

Zbrojenie:

Belka została przyjęta jako żelbetowa o wymiarach 24x40 cm zbrojona 3 prętami $\Phi 20$ ze stali AIII-N w pasie górnym oraz 3 prętami $\Phi 20$ ze stali AIII-N w pasie dolnym. Strzemiona dwucięte $\Phi 8$ ze stali AIII-N w rozstawie wg rysunków konstrukcji.

7. Poz. Słupy i rdzenie

7.1. Poz. S.3 Słupy na poddaszu

7.1.1. Słup stalowy

Projektowany słup stalowy HEB 200 ze stali S355J2 w istniejącej części budynku jest częścią konstrukcji projektowanego dachu mansardowego Poz. W4. Słup posadowiony na istniejącej ścianie w osi F wg rysunków konstrukcyjnych.

7.2. Poz. S.2 Słupy na I piętrze

7.2.1. Poz. R.2.1

Słupki żelbetowe o wymiarach 24x24 cm z betonu C25/30 zbrojone 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 10 cm. Pręty podłużne zakotwić w wieńcach na 1,0 m. Rozstaw słupków żelbetowych wg rysunków konstrukcji.

7.2.2. Poz. S.2.3

Słup ramy żelbetowo-stalowej Poz. R2.

7.3. Poz. 6.1 Słupy na parterze

7.3.1. Poz. S.1.1 Słup 25x25 cm

Słup ramy żelbetowej Poz. R1.

7.3.2. Poz. S.1.3 Słup 25x25 cm

Słup ramy żelbetowo-stalowej Poz. R2.

7.3.3. Poz. S.1.5 Słup 25x25 cm

Zebranie obciążeń:

Reakcja z belki Poz. B.1.1 – 105,6 kN

$$2 \times 105,6 = 211,2 \text{ kN}$$

Zbrojenie:

Słup został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 25x25 cm zbrojony 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 18 cm, zagęszczone do 9 cm na długości zakotwienia prętów startowych stopy fundamentowej.

7.3.4. Poz. S.1.4 Słup 25x25 cm

Zebranie obciążeń:

Reakcja z belki Poz. B.1.2 (wartość obliczeniowa) – 74,9 kN

Zbrojenie:

Słup został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 25x25 cm zbrojony 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 18 cm, zagęszczone do 9 cm na długości zakotwienia prętów startowych stopy fundamentowej.

7.3.5. Poz. S.1.2 Słup 30x24 cm

Zebranie obciążeń:

Reakcja z belki Poz. B.1.5 (wartość obliczeniowa) – 302,9 kN

Zbrojenie:

Słup został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 30x24 cm zbrojony 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 18 cm, zagęszczone do 9 cm na długości zakotwienia prętów startowych stopy fundamentowej.

7.3.6. Poz. R.1.1 Rdzeń 24x24 cm

Zebranie obciążeń:

Reakcja z belki Poz. B.1.4 (wartość obliczeniowa) – 22,2 kN

Zbrojenie:

Rdzeń został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 24x24 cm zbrojony 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 18 cm, zagęszczone do 9 cm na długości zakotwienia prętów startowych stopy fundamentowej.

7.3.7. Poz. R.1.2 Rdzeń 24x24 cm

Rdzeń żelbetowy usztywniający nowoprojektowaną ścianę w istniejącej części budynku.

Zbrojenie:

Rdzeń został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 24x24 cm zbrojony 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 18 cm, zagęszczone do 9 cm na długości zakotwienia prętów startowych stopy fundamentowej.

7.4. Poz. 6.1 Słupy na parterze

7.4.1. Poz. R.0.1

Rdzeń jest na osi Poz. R.1.1 – obciążenia, wymiarowanie i zbrojenie wg wyżej wymienionej pozycji.

7.4.2. Poz. S.0.1

Słup jest na osi Poz. S.1.1 – obciążenia, wymiarowanie i zbrojenie wg wyżej wymienionej pozycji.
Słup jest częścią ramy Poz. R1.

7.4.3. Poz. S.0.2

Słup jest na osi Poz. S.1.2 – obciążenia, wymiarowanie i zbrojenie wg wyżej wymienionej pozycji.

7.4.4. Poz. S.0.3

Słup jest na osi Poz. S.1.3 – obciążenia, wymiarowanie i zbrojenie wg wyżej wymienionej pozycji.
Słup jest częścią ramy Poz. R2.

7.4.5. Poz. S.0.4

Słup jest na osi Poz. S.1.4 – obciążenia, wymiarowanie i zbrojenie wg wyżej wymienionej pozycji.

7.4.6. Poz. S.0.5

Słup jest na osi Poz. S.1.5 – obciążenia, wymiarowanie i zbrojenie wg wyżej wymienionej pozycji.

8. Poz. WN Wieńce

8.1. Poz. WN.2 Wieńce stropu nad I-szym piętrem

8.1.1. Poz. WN.2.1 Wieniec ściany szczytowej

Wieniec żelbetowy 24x24 cm z betonu C25/30 zbrojony 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N oraz strzemionami z prętów $\Phi 6$ w rozstawie co 15 cm.

8.2. Poz. WN.1 Wieńce stropu nad parterem

8.2.1. Poz. WN.1.1 Wieniec 24x30 cm

Wieniec nowoprojektowanego stropu w dobudowywanym skrzydle budynku został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 24x30 cm z betonu C25/30. Zbrojony jest czterema prętami podłużnymi $\Phi 12$ ze stali AIII-N oraz strzemionami z prętów $\Phi 6$ w rozstawie co 25 cm.

8.2.2. Poz. WN.1.2 Wieniec 24x30 cm

Wieniec ścianki kolankowej w dobudowywanym skrzydle budynku został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 24x30 cm z betonu C25/30. Zbrojony jest czterema prętami podłużnymi $\Phi 12$ ze stali AIII-N oraz strzemionami z prętów $\Phi 6$ w rozstawie co 25 cm.

8.2.3. Poz. WN.1.3 Wieniec 24x24 cm

Nowoprojektowany wieniec pod ściany zewnętrzne nośne pomieszczeń 2.1.1 i 2.1.2 w przebudowywanej części budynku. Wieniec łączony z istniejącym wieńcem stropu Poz. ST 1.4 za pomocą kotew wklejanych co 1,0 m na długości ścian prostopadłych do kierunku oparcia stropu.

9. Opinia geotechniczna

9.1. Dane ogólne

Do projektu załączona została „Dokumentacja badań podłoża gruntowego z opinią geotechniczną i z projektem geotechnicznym”.

Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych zgodnie z *Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych*.

9.2. Kategoria geotechniczna obiektu

Do istniejącego dwukondygnacyjnego (z poddaszem nieużytkowym), całkowicie podpiwniczonego budynku byłej szkoły planuje się dobudowę budynku dwukondygnacyjnego, niepodpiwniczonego.

Budynek realizowany w technologii tradycyjnej murowanej z elementów małogabarytowych posadowionych na wylewanych żelbetowych ławach w rodzimych gruntach nośnych.

Poziom posadzki parteru budynku **istniejącego**: 63,30 m n. p. m.

Poziom posadzki parteru budynku **projektowanego**: 63,30 m n. p. m.

Kategoria geotechniczna obiektu: **pierwsza kategoria geotechniczna**

9.3. Warunki gruntowe

Na terenie objętym opracowaniem panują **korzystne warunki geotechniczne** dla robót ziemnych i fundamentowych związanych z posadowieniem fundamentów projektowanej dobudowy.

W dokumentowanym podłożu, do głębokości 4,0 m p.p.t. **nie stwierdzono występowania wody gruntowej**. Swobodne zwierciadło wody gruntowej (pomierzone w kręgach studni) zalega na głębokości 6,55 m p. p. t. (tj. na rzędnej 55,69 m n. p. m.).

Warunki gruntowe: **proste warunki gruntowo-wodne**

9.4. Wnioski i zalecenia

Nasypy niebudowlane i gleba próchnicza przykrywające powierzchnię terenu ciągłą warstwą o zmiennej miąższości: **0,4 – 1,9 m** w sąsiedztwie ław i ścian fundamentowych podpiwniczenia istniejącego budynku i w obrębie istniejącej studni w kręgach betonowych oraz na linii przebiegu podziemnych sieci kanalizacji nasypy niebudowlanej zalegają do głębokości **2,0 – 2,5 m p. p. t.** Nie mogą one stanowić bezpośredniego podłoża fundamentów i posadzek oraz powierzchni utwardzonych, dlatego wymagane jest wybranie ich do stropu nienaruszonej warstwy nośnej, a powstałe przegłębienia do poziomu projektowanego posadowienia oraz poziomu posadzek należy uzupełnić zagęszczoną warstwowo podsypką piaszczystą, przy większej jej miąższości lub w obrębie rzutu projektowanych fundamentów chudym betonem przy ich niewielkich przegłębieniach.

Należy zwrócić szczególną uwagę na wybranie do spągu nasypów niebudowlanych zalegających w rejonie otworu nr 3, a także wzdłuż ław i ścian fundamentowych istniejącego budynku gdzie fundamenty należy posadowić schodkowo na poziomie ich posadowienia a także na odpowiednią likwidację istniejącej studni wierconej i uzbrojenia podziemnego.

Studnia w obudowie z kręgów betonowych zapuszczonych do głębokości 7,5 m p. p. t. z uwagi na bardzo bliskie projektowane fundamenty kolidujące z projektowaną zabudową **wymaga bezwzględnej likwidacji**.

10. Fundamenty

UWAGA:

- Połączyć zbrojenie fundamentów z instalacją odgromową taśmą stalową FeZn 25x4 mm.
- Głębokość posadowienia nowoprojektowanej ławy na etapie wykonawstwa dostosować do poziomu posadowienia fundamentów istniejącego budynku.

10.1. Poz. F1 Ławy fundamentowe

Ławy fundamentowe pod ściany nośne nowoprojektowanego skrzydła budynku posadowione na głębokości od -2,66 m do -3,17 m.

Zebranie obciążeń:

- Reakcja z wiażara dachowego (obliczeniowa): 19,68 kN
 $19,68 / 0,97 = 20,29 \text{ kN/m}$
- Obciążenie z muru (mur nadziemia na zaprawie klejowej):
 $0,6 \times (0,24 \times 25 + 0,1 \times 1 + 0,02 \times 5,8) + 3,5 \times (0,24 \times 6 + 0,1 \times 1 + 0,02 \times 5,8) + 2,37 \times (0,24 \times 25 + 0,1 \times 0,045) = 23,76 \text{ kN/m}$
Wartość obliczeniowa – $23,76 \times 1,2 = 28,51 \text{ kN/m}$

- Obciążenie ze stropu – stałe:
Rozpiętość – 4,65 m
Ciężar warstw posadzki – 2,16 kN/m²
Ciężar własny stropu – 3,6 kN/m²
Wartość obliczeniowa – $(2,16 + 3,6 \times 1,1) \times 4,65 = 28,46$ kN/m
- Obciążenie ze stropu – zmienne:
Rozpiętość – 4,65 m
Wartość obliczeniowa – $4,88 \times 4,65 = 22,69$ kN/m
- Obciążenie odsadzkami na fundamencie:
 $0,13 \times 2,36 \times 20 + 0,03 \times 1,03 \times 20 = 6,75$ kN/m

Suma obciążeń przypadających na 1 metr ławy fundamentowej 106,90 kN/m.

Zbrojenie:

Ława fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 50 x 30 cm z betonu C25/30 zbrojona 4 prętami podłużnymi $\Phi 12$ oraz strzemionami $\Phi 8$ co 20 cm ze stali AIII-N.

10.2. Poz. F2 Stopa fundamentowa

Stopa fundamentowa pod ramę Poz. R1 posadowiona na głębokości -2,66 m.

Zbrojenie:

Stopa fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 150 x 150 x 40 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 12$ co 15 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego słupa wynosi 80 cm.

10.3. Poz. F3 Stopa fundamentowa

Stopa fundamentowa pod ramę Poz. R2 posadowiona na głębokości – 3,17 m.

Zbrojenie:

Stopa fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 100 x 100 x 30 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 12$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego słupa wynosi 50 cm.

10.4. Poz. F4 Stopa fundamentowa

Stopa fundamentowa pod słup Poz. 6.1.2 posadowiona na głębokości -3,17 m.

Zbrojenie:

Stopa fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 100 x 100 x 30 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 12$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego słupa wynosi 50 cm.

10.5. Poz. F5 Stopa fundamentowa

Stopa fundamentowa pod słup Poz. 6.1.1 posadowiona na głębokości -3,17 m.

Zbrojenie:

Stopa fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 100 x 100 x 30 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 12$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego słupa wynosi 50 cm.

10.6. Poz. F6 Stopa fundamentowa

Stopy fundamentowe pod słupy Poz. 6.1.3 posadowiona na głębokości od -2,91 m do -3,17 m.

Zbrojenie:

Stopa fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa o wymiarach 100 x 100 x 30 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 12$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego słupa wynosi 50 cm.

10.7. Poz. F7 Płyta fundamentowa pod szyb windy

Fundament pod szyb windy wg specyfikacji producenta dźwigu.

10.8. Poz. F8 Ławy fundamentowe

Ława fundamentowa szerokości 1,0 m przy ścianie istniejącego budynku. Zaprojektowana jako żelbetowa z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 12$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego słupa wynosi 50 cm.

11. Ściany fundamentowe i płyty żelbetowe

Na załamaniach i końcach ścian fundamentowych wykonać wieniec z zbrojony 4 prętami podłużnym $\Phi 12$ oraz strzemionami $\Phi 6$ w rozstawie co 20 cm, zagęszczone do 10 cm na odległości 60 cm od ławy fundamentowej oraz 30 cm od górnej krawędzi ściany.

11.1. Poz. SC.01

Ściana fundamentowa będąca częścią konstrukcji tarasu wraz z rampą od strony wschodniej nowoprojektowanego budynku.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.2. Poz. SC.02

Ściana fundamentowa będąca częścią konstrukcji tarasu wraz z rampą od strony wschodniej nowoprojektowanego budynku.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.3. Poz. SC.03

Ściana fundamentowa będąca częścią konstrukcji tarasu wraz z rampą od strony wschodniej nowoprojektowanego budynku.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.4. Poz. SC.04

Ściana fundamentowa będąca częścią konstrukcji tarasu wraz z rampą od strony wschodniej nowoprojektowanego budynku.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.5. Poz. SC.05

Ściana fundamentowa będąca częścią konstrukcji tarasu wraz z rampą od strony wschodniej nowoprojektowanego budynku.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.6. Poz. SC.06

Ściana fundamentowa będąca częścią konstrukcji tarasu wraz z rampą od strony wschodniej nowoprojektowanego budynku.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.7. Poz. SC.07

Ściana fundamentowa nowoprojektowanego budynku pod zewnętrzne ściany nośne od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego z ławy fundamentowej wynosi 50 cm.

Dokładny rozkład zbrojenia wg rysunków konstrukcyjnych.

11.8. Poz. SC.08

Ściana fundamentowa nowoprojektowanego budynku pod zewnętrzne ściany nośne od strony północnej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego z ławy fundamentowej wynosi 50 cm.

Dokładny rozkład zbrojenia wg rysunków konstrukcyjnych.

11.9. Poz. SC.09

Ściana fundamentowa nowoprojektowanego budynku pod zewnętrzne ściany nośne od strony zachodniej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N. Długość pręta startowego z ławy fundamentowej wynosi 50 cm.

Dokładny rozkład zbrojenia wg rysunków konstrukcyjnych.

11.10. Poz. SC.10

Ścian fundamentowa projektowanych schodów na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony zachodniej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.11. Poz. SC.11

Ścian fundamentowa projektowanych schodów na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony zachodniej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.12. Poz. SC.12

Ścian fundamentowa projektowanych schodów na gruncie wraz z rampą w istniejącej części budynku od strony południowej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.13. Poz. SC.13

Ścian fundamentowa projektowanych schodów na gruncie w istniejącej części budynku od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.14. Poz. SC.14

Ścian fundamentowa projektowanych schodów na gruncie w istniejącej części budynku od strony zachodniej.

Zbrojenie:

Ściana fundamentowa zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.15. Poz. PŁ.01

Płyta żelbetowa tarasu na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Płytkę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.16. Poz. PŁ.02

Płyta żelbetowa rampy tarasu na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Płytkę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.17. Poz. PŁ.03

Płyta żelbetowa rampy tarasu na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Płytkę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.18. Poz. PŁ.04

Płyta żelbetowa rampy tarasu na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Płytkę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.19. Poz. PŁ.05

Płyta żelbetowa rampy tarasu na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Płytę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.20. Poz. PŁ.06

Płyta żelbetowa projektowanych schodów na gruncie w nowoprojektowanej części budynku od strony zachodniej.

Zbrojenie:

Płytę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.21. Poz. PŁ.07

Płyta żelbetowa projektowanych schodów na gruncie w istniejącej części budynku od strony wschodniej.

Zbrojenie:

Płytę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

11.22. Poz. PŁ.08

Płyta żelbetowa projektowanych schodów na gruncie w istniejącej części budynku od strony zachodniej.

Zbrojenie:

Płytę zaprojektowano jako żelbetową o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojoną prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

12. Pogłębienie posadzki w pomieszczeniach piwnicy

Projektowane pogłębienie poziomu posadzki planowane jest w pomieszczeniach 0.8, 0.9, 0.10.

Odsłanianie istniejących fundamentów grozi wypieraniem gruntu spod fundamentów i ich nierównomiernym osiadaniem. Pracę należy wykonywać na krótkich odcinkach od 0,8 do 1,2 m. Odległość między kolejnymi odkopywanymi odcinkami nie powinna być mniejsza niż 4 m. Po wykonaniu wykopu należy niezwłocznie ustawić deskowanie i wykonać wannę żelbetową z betonu C25/30 zbrojoną siatką prętów $\Phi 8$ co 15 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

W celu czasowego odciążenia fundamentów dla uzyskania większego pogłębienia konieczne jest stemplowanie ścian nośnych i stropów nad piwnicą.

W celu zabezpieczenia gruntu przed przesunięciami pod fundamentami istniejącymi w konstrukcji pogłębienia przewidziano ściankę oporową (boczne ścianki wanny żelbetowej).

UWAGA: Po wykonaniu odkrywki wykonawca zobowiązany jest w z biurem projektowym w celu ustalenia sposobu wykonania pogłębienia piwnicy, alternatywnie dopuszcza się odcinkowe podkopywanie istniejących fundamentów. Ostateczny wybór rozwiązania po ustaleniu z projektantem konstrukcji.

Zakazuje się całkowitego jednoczesnego odkrycia fundamentów istniejących we wszystkich pomieszczeniach przeznaczonych pod pogłębienie!

13. Konstrukcja altany ogrodowej

13.1. Informacje

Dane ogólne:

Wysokość – 6,07 m

Szerokość – 10,40 m

Dane ogólne:

- Konstrukcja dachu – krokwiowa
- Nachylenie połaci – 31° (60%)
- Maksymalny rozstaw krokwi – 1,92 m
- Minimalny rozstaw krokwi – 0,22 m

Konstrukcja dachu:

- Krokiew 10x15 cm z drewna klasy C27
- Słup 14x14 cm z drewna klasy C27
- Stężenia 5x10 cm z drewna klasy C27

13.2. Więźba dachowa

13.2.1. Obciążenia stałe

Ciężar własny konstrukcji uwzględniono w programie obliczeniowym.

Zebranie obciążeń na połac dachu:

Rodzaj obciążenia	Wartość char. [kN/m ²]	γ_f	Wartość obl. [kN/m ²]
Dachów ka karpiów ka	0,95	1,2	1,14
Łaty 4x6 cm	0,04	1,2	0,04
Kontrłaty 2,5x5 cm	0,00	1,2	0,00
Folia w iatroizolacyjna	0,10	1,2	0,12
SUMA	1,09	1,2	1,31

Wartości obciążenia przy maksymalnym rozstawie:

	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
SUMA G_k	1,09	1,92	2,09
SUMA G_d	1,31	1,92	2,51

Wartości obciążenia przy minimalnym rozstawie:

	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
SUMA G_k	1,09	0,21	0,23
SUMA G_d	1,31	0,21	0,27

13.2.2. Obciążenia zmienne

Zebranie obciążeń od śniegu na połacie dachową:

Q_k [kN/m ²]	0,90
C_2	1,16
C_1	0,77

Wartości obciążenia przy maksymalnym rozstawie:

	s_k [kN/m ²]	[m]	s_k [kN/m]	γ_f	s [kN/m]
połacie nawietrzna	1,04	1,92	2,00	1,5	3,01
połacie zawietrzna	0,70	1,92	1,34	1,5	2,00

Wartości obciążenia przy minimalnym rozstawie:

	s_k [kN/m ²]	[m]	s_k [kN/m]	γ_f	s [kN/m]
połacie nawietrzna	1,04	0,21	0,22	1,5	0,33
połacie zawietrzna	0,70	0,21	0,15	1,5	0,22

Zebranie obciążeń od wiatru na połacie dachową:

q_k [kN/m ²]	0,30	
Wysokość kalenicy z [m]	6,07	
Współczynnik ekspozycji C_e	0,65	Przyjęto teren B
Współczynnik aerodynamiczny		
połacie nawietrzna $C_{z,z}$	0,27	
połacie zawietrzna $C_{z,z}$	-0,40	
β	1,80	

Wartości obciążenia przy maksymalnym rozstawie:

	p_k [kN/m ²]	[m]	p_k [kN/m]	γ_f	s [kN/m]
połacie nawietrzna	0,09	1,92	0,18	1,5	0,27
połacie zawietrzna	-0,14	1,92	-0,27	1,5	-0,40

Wartości obciążenia przy minimalnym rozstawie:

	p_k [kN/m ²]	[m]	p_k [kN/m]	γ_f	s [kN/m]
połąc naw ietrzna	0,09	0,21	0,02	1,5	0,03
połąc zaw ietrzna	-0,14	0,21	-0,03	1,5	-0,04

13.3. Strop i słupy

13.3.1. Stropodach

Nad pomieszczenie gospodarczym zaprojektowano stropodach żelbetowy monolityczny o grubości 15 cm z betonu C25/30 zbrojony prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

Przewidziano przebicie stropodachu w jednym z narożników budynku krokwią, miejscowo zaprojektowano zagęszczenie prętów do rozstawu co 10 cm.

Wieniec stropodachu w budynku gospodarczym został zaprojektowany jako żelbetowy o wymiarach 24x24 cm z betonu C25/30. Zbrojony jest czterema prętami podłużnymi $\Phi 12$ ze stali AIII-N oraz strzemionami z prętów $\Phi 6$ w rozstawie co 25 cm.

13.3.2. Słupy

Słupy zaprojektowano jako żelbetowe o wymiarach 24x24 cm zbrojony 4 prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N. Strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 18 cm, zagęszczone do 9 cm na długości zakotwienia prętów startowych z płyty fundamentowej.

13.4. Fundamenty

Płyta żelbetowa podłogi na gruncie na planie koła o średnicy 5,2 m, częściowo obniżona w strefie budynku gospodarczego oraz schodów zaprojektowana jako żelbetowa o grubości 20 cm z betonu C25/30 zbrojona prętami $\Phi 8$ co 20 cm w obu kierunkach ze stali AIII-N.

Po obwodzie płyty oraz pod ścianami nośnymi pomieszczenia gospodarczego zaprojektowano wieniec o wymiarach 25x20 cm z betonu C25/30 zbrojony czterema prętami $\Phi 12$ ze stali AIII-N oraz strzemiona dwucięte $\Phi 6$ ze stali AIII-N w rozstawie co 20 cm.

14. Uwagi końcowe

UWAGA: Na etapie wytyczania lokalizacji budynku, geodeta zobowiązany jest do kontaktu z biurem projektowym.

OPRACOWANIE:

Projektant :

projektant mgr. inż. Adam ZACHARSKI

upr nr KUP/BO/0216/03 w spec. konstrukcyjno-budowlanej do projektowania bez ograniczeń

Projektant sprawdzający:

projektant sprawdzający mgr inż. Anna BAJOR

upr nr KUP/0074/POOK/14 w spec. konstrukcyjno-budowlanej do projektowania bez ograniczeń

Zespół opracowujący:

Izabela Felcyn

inż. Jakub Stefański

II. Część rysunkowa projektu konstrukcji