



43-155 BIERUŃ, UL. MIESZKA I 118, TEL. 032 216 31 41, FAX. 032 216 30 47
www.iglobud.com, e-mail: biuro@iglobud.com

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU
Wydział Architektury Budownictwa
ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel./fax: 788 15 34

TEMAT:

Projekt budowy sali sportowej z łącznikiem przy Szkole Podstawowej
w Kątach.

STADIUM: Projekt budowlano – wykonawczy.
(Cześć 2 – Projektu budowlanego)

OBIEKT: Szkoła Podstawowa w Kątach.
Ul. Królewska 58
dz. nr ew. 218

INWESTOR: Gmina Kołbiel
ul. Szkolna 1
05-340 Kołbiel

Załącznik do decyzji Nr 590p/08
STAROSTA OTWOCKIEGO
z dnia 05.05.2008
znak Sb 735/440/08

BRANŻA: Konstrukcyjno – budowlana.

	IMIĘ I NAZWISKO	Nr uprawnień	DATA	PODPIS
OPRACOWAŁ:	inż. Tomasz Przystupa		12.2008	
PROJEKTOWAŁ:	mgr inż. Andrzej Mazur	21/91	12.2008	 mgr inż. Andrzej Mazur PROJEKTANT W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ upr. bud. nr 21/91 Członek Małopolskiej Izby Inżynierów Budownictwa MAP/BO/0780/06
SPRAWDZIŁ:	mgr inż. Paweł Felczak	44/2002	12.2008	 mgr inż. Paweł Felczak uprawnienia budowlane w spec. konstr.-bud. nr 44/2002 ni ewid. MAP/BO/0873/03

ZAWARTOŚĆ PROJEKTU

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel. (STRON 9) 5-34

I. OPIS TECHNICZNY

1. Inwestor
2. Temat opracowania
3. Zakres opracowania
4. Podstawa opracowania
5. Opis konstrukcji przekrycia
6. Wytyczne montażowe konstrukcji
7. Zasady BHP w czasie montażu i eksploatacji konstrukcji
8. Zabezpieczenia antykorozyjne
9. Materiały elementów konstrukcji
10. Uwagi końcowe

II. ZAŁĄCZNIKI

- | | |
|---|-----------|
| Uprawnienia projektowe osoby sporządzającej projekt | (STRON 1) |
| Zaświadczenie o przynależności do OIIB | (STRON 1) |

1. INWESTOR Gmina Kołbiel, ul. 11 Szkolna 1, 05-340 Kołbiel

2. TEMAT OPRACOWANIA

Tematem niniejszego projektu jest hala sportowa wraz z zapleczem socjalnym i łącznikiem z samonośnym, dwuwarstwowym przekryciem łukowym budynków hali sportowej, w którym podstawowym elementem nośnym jest blacha trapezowa "Florprofile" montowana wg systemu „Iglobud”.

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

3. ZAKRES OPRACOWANIA

Niniejszy projekt zawiera:

- opis techniczny konstrukcji
- obliczenia statyczne
- rysunki zestawcze i robocze

4. PODSTAWA OPRACOWANIA

Podstawą opracowania niniejszego projektu są:

- zlecenie i umowa z firmą "IglObud" - producentem samonośnych obiektów tunelowych znajdujących zastosowanie w różnych dziedzinach gospodarki
- dane techniczne blach łukowych dostarczone przez producenta „Florprofile” ze Świętochłowic
- wytyczne montażu obiektów opracowane przez producenta na bazie Wzoru Przemysłowego nr 000217963-0001 zastrzeżonego w Europejskim Urzędzie Patentowym RP.
- Opinia Geotechniczna dla projektowanej hali sportowej w Kątach opracowana przez Lidę Król.
- Aprobata Techniczna ITB dotycząca kołków wstrzeliwanych typu SPIT SBR 14
- Polskie Normy i Eurocode 3
- literatura fachowa: J. Bródka, R. Garncarek, K. Miłaczewski „Blachy fałdowe w budownictwie stalowym”
- materiały i instrukcje użytkownika z firmy „ROBOBAT” (producent oprogramowania ROBOT MILLENNIUM dla budownictwa)

5. OPIS KONSTRUKCJI

Charakterystyka ogólna

Projektowana hala jest budynkiem jednokondygnacyjnym, niepodpiwniczonym z przekryciem walcowym systemu „Iglobud” wykonanym z dwóch powłok stalowej blachy trapezowej opartej na belkach żelbetowych i słupach utwierdzonych w stopach fundamentowych.

Na przedłużeniu hali zaprojektowano zaplecze socjalne połączone łącznikiem z istniejącym budynkiem szkoły. Budynek zaplecza oddylatowany od budynku hali, zaprojektowany został jako dwukondygnacyjny, niepodpiwniczony z przekryciem walcowym z dwóch powłok stalowej blachy trapezowej opartej na żelbetowym stropie gęstożebrowym wykonanym przy użyciu styropianowych płyt szalunkowych typu JS. Posadowienie obiektów zaprojektowano na stopach i ławach fundamentowych na gruncie rodzimym.

Wymiary budynku hali wynoszą 25,06 m – długość i 14,36 m – szerokość oraz 8,43m – wysokość. Wymiary zaplecza wynoszą 14,65 m – długość i 12,43 m – szerokość oraz 6,23m – wysokość.

Charakterystyka elementów konstrukcyjnych

Warunki gruntowo-wodne

Warunki gruntowo-wodne określono na podstawie wyników badań zawartych w dokumentacji geotechnicznej:

Zbadane podłoże charakteryzuje się prostą budową geologiczną. Obszar, na którym leży teren prac zbudowany jest głównie z utworów lodowcowych i wodnolodowcowych wykształconych w postaci glin zwałowych i piasków.

Pod warstwą humusu występuje warstwa piasków średnich średniozagęszczonych $I_D=0,5$ do głębokości 1,2 m p.p.t.

Poniżej występuje glina w stanie plastycznym $I_L=0,3$ do głębokości 3,5 m p.p.t., a jeszcze niżej w stanie twardoplastycznym $I_L=0,2$.

Podczas badań stwierdzono występowanie wody gruntowej na głębokości 1,5-1,6 m p.p.t.

Posadowienie

Fundamenty budynku będą posadowione na gruncie rodzimym – piasku drobnym o $I_d=0,50$, powyżej poziomu wody gruntowej. Warstwę humusu i gruntów nasypowych z podłoża posadzki oraz występujące ewentualnie poniżej poziomu planowanego posadowienia należy wymienić na piasek drobny zagęszczony do $I_d=0,60$. W razie lokalnego natrafienia na grunt o słabszej nośności należy go także wymienić i zagęścić jw.

Roboty ziemne

Fundamenty należy posadowić na gruncie rodzimym, nienaruszonym – ostatnią warstwę należy wybierać przy pomocy łopat.

Roboty ziemne związane z fundamentami projektowanego obiektu oraz wymianą gruntu powinny być wykonane zgodnie z wymogami PN-B-06050 i odebrane przez uprawnionego geologa.

Stopy fundamentowe

Stopy fundamentowe, monolityczne wylewane z betonu B15, zbrojone stalą AIII 34GS. Stopy słupów ścian bocznych o wymiarach 180x300cm należy wykonać wg odpowiednich rysunków konstrukcyjnych. Należy pamiętać o odpowiednim zakotwieniu prętów zbrojeniowych słupów.

Ławy fundamentowe

Ławy fundamentowe żelbetowe o szerokości 40-140cm i wysokości 40-50cm, z betonu B15. Na ławach wykonane zostaną ściany fundamentowe. Zbrojenie podłużne ław ze stali A-III 34GS, strzemiona z prętów ze stali A-0 St0S. Ławy wykonane będą na podkładzie z chudego betonu grubości min. 10cm. Otulina zbrojenia min. 5,0cm. Izolacja przeciwwilgociowa wg systemu opisanego w projekcie.

Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe posadowione będą na ławach fundamentowych z bloczków z betonu B15 na zaprawie cementowej marki M10. Ściany zakończone będą wieńcem żelbetowym. Izolacja przeciwwilgociowa wg systemu opisanego w projekcie.

Wieniec ścian fundamentowych

Na wszystkich ścianach fundamentowych w poziomie posadzki parteru zaprojektowano wieniec żelbetowy o wymiarach przekroju 20x25cm i 38x25cm połączony monolitycznie ze słupami i trzpieniami żelbetowymi. Wieniec należy wykonać z betonu B15 zbrojonego prętami ze stali AIII 34GS. Strzemiona ze stali A-0 St0S. Otulina zbrojenia min. 5,0cm. Izolacja przeciwwilgociowa wg systemu opisanego w projekcie.

Słupy budynku hali

Słupy monolityczne wylewane z betonu B20, zbrojone stalą AIII 34GS, strzemiona ze stali A-0 St0S (wg rysunków konstrukcyjnych), utwierdzone w stopach fundamentowych. Przekrój słupów 30x60cm – ściany boczne i 30x30cm – ściany szczytowe. Otulina zbrojenia 3,0cm.

Ściany kondygnacji nadziemnych

Zaprojektowano ściany o gr. 25cm i 30 cm z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie

cementowo - wapiennej M5, wzmocnione słupami i trzpieniami żelbetowymi.

Belki budynku hali

Belki monolityczne wylewane z betonu B20, zbrojone stalą A-III 34GS, strzemiona ze stali A-0 St0S (wg rysunków konstrukcyjnych), oparte na słupach żelbetowych. Przekrój belek 30x40cm – belki ścian bocznych, 30x25cm – belki ścian szczytowych. Otulina zbrojenia boczna i dolna 3,0cm. Belki ścian bocznych należy betonować razem ze słupami lub w gniazdach pozostawionych w słupach. W tym przypadku należy skuć i oczyścić części słupów w miejscu styku z belkami oraz wypuścić ze słupów prety zbrojeniowe do połączenia z belkami.

Wieńce ścian szczytowych hali

Ściany szczytowe zaprojektowano wzmocnione wieńcami żelbetowymi o przekroju 30x25cm, połączonymi monolitycznie z belkami ścian bocznych oraz słupami żelbetowymi ściany szczytowej. Rozmieszczenie elementów konstrukcji ścian wg odpowiednich rysunków. Wieniec należy wykonać z betonu B20 zbrojonego prętami stali A-III 34GS. Strzemiona ze stali A-0 St0S. Otulina zbrojenia 3,0cm.

Wieńce ścian zaplecza

Na wszystkich ścianach konstrukcyjnych zaplecza w poziomie stropów zaprojektowano wieńce żelbetowe o wymiarach przekroju 25x30cm. Wieniec należy wykonać z betonu B20 zbrojonego prętami stali A-III 34GS. Strzemiona ze stali A-0 St0S. Otulina zbrojenia 3,0cm.

Stropy zaplecza

Stropy zaplecza zaprojektowano jako żelbetowe gęstożebrowe przy użyciu styropianowych płyt szalunkowych typu JS z warstwą nadbetonu 4 cm. Żebra stropu w rozstawie 62 cm zbrojone prętami 2#16 AIII. Nadbeton zbrojony dwukierunkowo prętami #6 w rozstawie 15 cm x 15 cm. Grubość konstrukcyjna stropów wynosi 21+4 cm.

Nadproża

W ścianach murowanych hali sportowej i zaplecza nad otworami drzwiowymi lub okiennymi zaprojektowane zostały nadproża wylewane z betonu B20 zbrojonego stalą A-III lub prefabrykowane z belek typu L19.

Przekrycia

Łukowe dachy nad halą sportową i nad zapleczem będą wykonane z dwóch warstw blachy fałdowej LT40 (dolna powłoka LT40-0,88mm; górna LT40-0,88mm). Elementami łącznymi i zarazem dystansującymi będą gięte z blachy grubości 1,25mm profile „kapeluszkowe” - omega o wysokości przekroju odpowiadającym grubości ocieplenia, tj. 20cm. Profile te będą rozmieszczone po łuku co ok. 1,3m, co jest zgodne z zaleceniem producenta. Będą ocieplone materiałem Ekofiber grubości 20cm, wdmuchiwanym na sucho między dwie, zdystansowane profilem Omega warstwy blachy.

Uciąglenie wzajemnych połączeń blach zapewnią odpowiednie połączenie zakładkowe o długości 80cm, oraz łączniki – po 2 wkręty samogwintujące 4,8/12 w bocznych ścianach fałd blachy w pobliżu brzegów blach.

Profile dystansowe należy połączyć nitami jednostronnymi ϕ 4,8 z blachami dolnymi i wkrętami samogwintującymi 4,8/12 z blachami górnymi.

Na całkowitej długości łuku należy wykonać połączenie uszczelniające (średnio co 40-50cm). Podparcie blachy dolnej na wieńcach ścian podłużnych przewidziano za pośrednictwem profili stalowych przyspawanych do marek osadzonych w belce oczepowej – w przypadku hali lub w wieńcu – w przypadku zaplecza i łącznika. Blachę do podwaliny należy mocować za pomocą czterech kołków wstrzeliwanych SPIT SBR14x20 na fałdę. Dach łukowy nad łącznikiem zaprojektowano jako jednopowłokowy bez ocieplenia (izolacja Ekofiber na płycie stropowej) z blachy Florprofile LT40 0,88mm. Mocowanie do wieńca przewidziano za pomocą kołków wstrzeliwanych do podwaliny z ceownika 100 zakotwionego w betonie.

6. WYTYCZNE MONTAŻOWE KONSTRUKCJI

Montaż konstrukcji należy prowadzić w oparciu o projekt organizacji robót opracowany przez generalnego wykonawcę ze szczególnym zwróceniem uwagi na wymogi BHP przy pracach na wysokości. Nie należy prowadzić montażu konstrukcji podczas silnego wiatru i opadów atmosferycznych. Załoga montująca elementy dachu z blach hakowych powinna się składać z minimum czterech pracowników (trzech na dachu).

7. ZASADY BHP W TRAKCIE MONTAŻU I EKSPLOATACJI OBIEKTU

Przed montażem hakowych blach i elementów dystansowych, pracownicy przystępujący do pracy na wysokości powinni być dopuszczeni do ww. prac przez kierownika obiektu. Każdy pracownik powinien znać przepisy BHP, brać udział w szkoleniu i instruktażu z tego zakresu oraz poddawać się wymaganym egzaminom sprawdzającym. Pracownicy pracujący na wysokości powinni posiadać aktualne badania lekarskie oraz odpowiednie uprawnienia. Wyposażeni powinni być w szelki bezpieczeństwa i kaski ochronne. Każdorazowo przed przystąpieniem do robót montażowych kierownik robót przeprowadzi szkolenie stanowiskowe.

8. ZABEZPIECZENIA ANTYKOROZYJNE

Blacha poszycia dolnego powinna być zabezpieczona 10 µm powłoką poliestrową, natomiast górna (zewnątrzna) lakierem o grubości 25 µm.

9. MATERIAŁY ELEMENTÓW KONSTRUKCJI

Blacha trapezowa LT40-0,88mm: stal FeE 320G
Profile dystansowe: wys 20 cm, 1,25 mm stal S280
Wkręty samowiercające Essve Farmaskrøv 4,8x20
Kołki SPIT SBR14x20 ($R_m=590-760$ MPa)

10. UWAGI KOŃCOWE

Roboty montażowe należy prowadzić pod nadzorem osób posiadających uprawnienia budowlane.

Wymiary elementów sprawdzać fragmentarycznie przed rozpoczęciem robót.

OŚWIADCZENIE

Na podstawie art. 20, ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. - Prawo budowlane (Dz. U. Z 2003r. Nr 207, póź. 2016, z późniejszymi zmianami) oświadczam, że niniejszy projekt sporządziłem zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

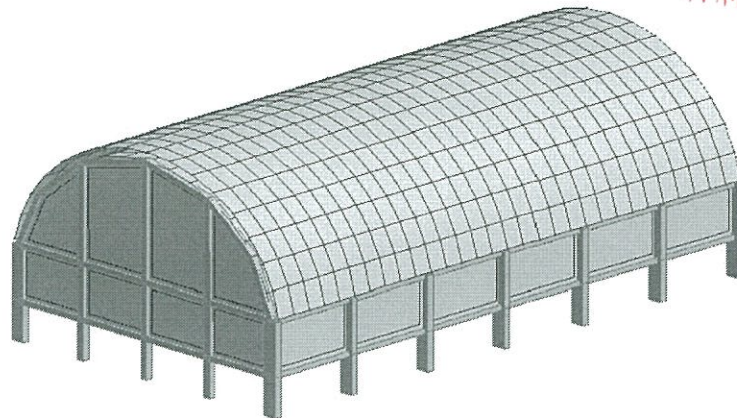
Projektował i opracował:

mgr inż. Andrzej Mazur



Kąty I Hala

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU
Wydział Architektury i Budownictwa
Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel/fax 788-15-34



1 Dach hali

Zestawienie obciążeń

Ciężar własny

Ciężar własny konstrukcji liczony jest automatycznie.

Stale (izolacja)

Opis / Geometria	Charakterystyczne	Obliczeniowe
Izolacja $0,60 \text{ (kN/m}^3) * 25,0 \text{ (cm)}$	$= 0,15 \text{ (kPa)} * 1,30$	$= 0,20 \text{ (kPa)}$
RAZEM	$0,15 \text{ (kPa)} * 1,30$	$= 0,20 \text{ (kPa)}$
Obciążenie powierzchniowe	$0,15 \text{ (kPa)}$	$0,20 \text{ (kPa)}$

Śnieg

Dach walcowy

$f/L=5,5/13,3=0,41$

2 strefa śniegowa

$Q_k=0,9 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_f=1,5$

$C_1=0,8$

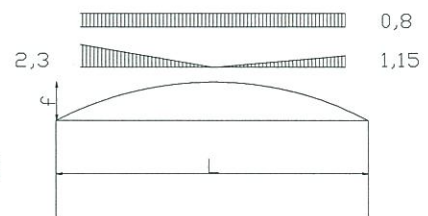
$Sk_1=0,8*0,9=0,72 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_f=1,5$

$C_2=2,3$

$Sk_2=2,3*0,9=2,07 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_f=1,5$



Wiatr

$B=13,3\text{m}, \quad H=8,5\text{m}, \quad h=3\text{m}, \quad L=25\text{m}$

Okres drgań własnych $T=0,1*8,5/(25)^{1/2}=0,17 \text{ s}$

Logarytmiczny dekrement tłumienia

$\Delta=0,02+0,02+0,02+0,04=0,1$

budowla niepodatna na dynamiczne działanie wiatru

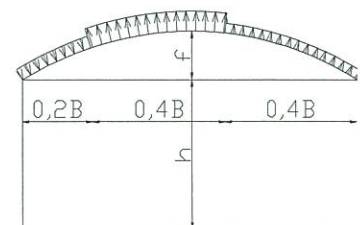
$\beta=1,8$

$f/B=8,5/13,3=0,64$

Kąty I strefa wiatrowa

$q_k * C_e * \beta = 0,25 * 1,0 * 1,8 = 0,45$

$\gamma_f = 1,3$



	Dach		Ściany boczne		Ściany czołowe	
wiatr z boku	$C_{za} = 0,7$	$p_{ka} = 0,32$	$C_{z1} = 0,7$	$p_{k1} = 0,32$	$C_{z3} = -0,7$	$p_{k3} = -0,32$

wiatr z boku	$C_{zb} = -1,2$	$p_{kb} = -0,54$	$C_{z2} = -0,4$	$p_{k2} = -0,18$	STAROSTWO POWIATOWE w OTWOCKU Wydział Architektury i Budownictwa ul. Komunardów 10. 05 400 Otwock tel. 788 15 34 032
wiatr z boku	$C_{zc} = -0,4$	$p_{kc} = -0,18$			
wiatr od czoła			$C_{z1} = -0,5$	$p_{k1} = -0,23$	$C_{z2} = -0,7$ $p_{k2} = -0,32$
wiatr od czoła					$C_{z3} = -0,3$ $p_{k3} = -0,14$

Przypadek	Nazwa przypadku	Lista	Wartość obciążenia
1	c własny	1 do 19	PZ Minus Wsp=1,00
2	izolacja	1	PZ=-0,15(kN/m2)
3	wiatr	2	PZ=-0,32(kN/m2) lokalny Ograniczenie geometryczne :P1(-6.88, 0, 2.55) P2(-6.88, -1, 2.55) P3(-6.37, 1.07e-017, 3.41) P4(-7.74, -1.81e-017, 3.06)
3	wiatr	2	PZ=0,54(kN/m2) lokalny Ograniczenie geometryczne :P1(-4.46, 0, 6.62) P2(-4.46, -1, 6.62) P3(-3.49, 0, 6.87) P4(-4.71, 0, 7.59)
3	wiatr	2	PZ=0,18(kN/m2) lokalny Ograniczenie geometryczne :P1(1.2, 0, 8.12) P2(1.2, 1, 8.12) P3(0.488, 1.84e-017, 8.82) P4(1.9, -1.81e-017, 8.83)
4	śnieg1	2	PZ=-0,72(kN/m2) rzutowane Ograniczenie geometryczne :P1(-6.02, 24.6, 4.79) P2(-5.02, 24.6, 4.79) P3(-6.02, 25.6, 4.79) P4(-6.02, 24.6, 5.79)
5	śnieg2	2	PZ1=-2,07(kN/m2) PZ2=-2,07(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=-6,02(m) N1Y=24,60(m) N1Z=4,79(m) N2X=-6,02(m) N2Y=0,0(m) N2Z=4,79(m) N3X=0,0(m) N3Y=0,0(m) N3Z=8,22(m) Ograniczenie geometryczne :P1(-6.02, 0, 4.79) P2(-6.02, -1, 4.79) P3(-5.16, 0, 5.29) P4(-6.52, 0, 5.66)
5	śnieg2	2	PZ1=-1,04(kN/m2) PZ2=-1,04(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=6,02(m) N1Y=0,0(m) N1Z=4,79(m) N2X=6,02(m) N2Y=24,60(m) N2Z=4,79(m) N3X=0,0(m) N3Y=24,60(m) N3Z=8,22(m) Ograniczenie geometryczne :P1(6.02, 0, 4.79) P2(6.02, 1, 4.79) P3(5.16, 0, 5.29) P4(6.52, 0, 5.66)
6	śnieg3	2	PZ1=-1,04(kN/m2) PZ2=-1,04(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=-6,02(m) N1Y=24,60(m) N1Z=4,79(m) N2X=-6,02(m) N2Y=0,0(m) N2Z=4,79(m) N3X=0,0(m) N3Y=0,0(m) N3Z=8,22(m) Ograniczenie geometryczne :P1(-6.02, 0, 4.79) P2(-6.02, -1, 4.79) P3(-5.16, 0, 5.29) P4(-6.52, 0, 5.66)
6	śnieg3	2	PZ1=-2,07(kN/m2) PZ2=-2,07(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=6,02(m) N1Y=0,0(m) N1Z=4,79(m) N2X=6,02(m) N2Y=24,60(m) N2Z=4,79(m) N3X=0,0(m) N3Y=24,60(m) N3Z=8,22(m) Ograniczenie geometryczne :P1(6.02, 0, 4.79) P2(6.02, 1, 4.79) P3(5.16, 0, 5.29) P4(6.52, 0, 5.66)

Maksymalne siły w panelu 1 - blacha LT40 0,88 mm

Panel/Węzeł/Przypadek	MXx (kNm/m)	NXX (kN/m)	Definicja
1/ 129/ 9 (K)	0,98>>	-25,66	1*1.1+2*1.3+4*1.50
1/ 363/ 9 (K)	-1,47<<	-19,61	1*1.1+2*1.3+4*1.50
1/ 897/ 8 (K)	-0,37	5,38>>	1*1.1+2*1.3+3*1.30
1/ 127/ 9 (K)	0,90	-25,73<<	1*1.1+2*1.3+4*1.50

Panel	Gr bl	Nxx	Mxx	NdD +	NdD-	Md	α	f(ND,M)	?<0,8
1	0,88	-25,66	0,98	293,72	267,40	3,54	1,00	0,42	OK
1	0,88	-19,61	-1,47	293,72	267,40	3,54	1,00	0,52	OK
1	0,88	5,38	-0,37	293,72	267,40	3,54	1,00	0,12	OK
1	0,88	-25,73	0,90	293,72	267,40	3,54	1,00	0,39	OK

$$(N_D/N_{RK}) \cdot [1 + 0,5 \cdot \alpha \cdot (1 - (N_D/N_{RK}))] + M_D/M_{RK} = 0,52 \leq 0,8 \quad - \text{OK}$$

Maksymalne siły w panelu 2 – blacha LT40 0,88 mm

Panel/Węzeł/Przypadek	MXx (kNm/m)	NXX (kN/m)	Definicja
2/ 1118/ 9 (K)	0,98>>	13,24	1*1.1+2*1.3+4*1.50
2/ 1031/ 13 (K)	-0,53<<	-8,64	1*1.1+2*1.3+3*1.30+5*1.50
2/ 1150/ 9 (K)	0,37	14,08>>	1*1.1+2*1.3+4*1.50
2/ 1097/ 13 (K)	-0,44	-10,05<<	1*1.1+2*1.3+3*1.30+5*1.50

**STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU**
Architektury i Budownictwa
ul. Kościuszki 10, 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

Panel	Gr bl	Nxx	Mxx	NdD +	NdD-	Md	α	f(ND,M)	?<0,8
2	0,88	13,24	0,98	293,72	267,40	3,54	1,00	0,32	OK
2	0,88	-8,64	-0,53	293,72	267,40	3,54	1,00	0,20	OK
2	0,88	14,08	0,37	293,72	267,40	3,54	1,00	0,15	OK
2	0,88	-10,05	-0,44	293,72	267,40	3,54	1,00	0,18	OK

$$(N_D/N_{RK}) \cdot [1 + 0,5 \cdot \alpha \cdot (1 - (N_D/N_{RK}))] + M_D/M_{RK} = 0,32 \leq 0,8 \quad - \text{OK}$$

Ekstremalne przemieszczenia

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	3,1	0,0	1,1
Węzeł	1382	2017	523
Przypadek	15 (K)	15 (K)	15 (K)
MIN	-3,1	-0,0	-4,5
Węzeł	1358	1027	512
Przypadek	15 (K)	15 (K)	15 (K)

Dopuszczalne ugięcie $f_{dop} = 1330/250 = 5,3$ cm

Przy zastosowaniu profili dystansowych o wysokości 20 cm i grubości 1,25 mm maksymalne ugięcie 4,5 cm < 5,3 cm

Mocowanie blachy do belki podwalinowej i między sobą

Łączniki: wkręty samogwintujące i nity jednostronne o średnicy 4,8 mm

Nośność łącznika na ścinanie $= 1,9 \cdot R_m \cdot d \cdot t = 1,9 \cdot 0,32 \cdot 4,8 \cdot 0,88 = 2,5$ kN

Nośność łącznika na odrywanie $= 0,65 \cdot t_1 \cdot d \cdot R_m / \gamma_s = 0,65 \cdot 0,88 \cdot 4,8 \cdot 0,32 / 1,25 = 0,7$ kN

$R_m, R_{ms} = 0,32$ kN/mm² – wytrzymałość blachy

$d = 4,8$ mm – średnica łącznika

$t, t_1 = 1$ mm grubość blachy

$\gamma_s = 1,25$ – współczynnik bezpieczeństwa

Nośność jednego kołka SBR 14 na ścinanie (dla blachy 0,88 mm) wynosi 2,3 kN (Aprobata ITB)

Mocowanie blachy do belki podwalinowej

Na 1 mb przypada 24 kołki SBR 14 (6 fałd i 4 kołki na fałdę): $6 \cdot 4 \cdot 2,3 \text{ kN} = 55,2 \text{ kN} > 25,73 \text{ kN}$ (maksymalna siła membranowa na podporze).

Łączenie blach – panel 1

Siła membranowa w panelu 1 = 25,73 kN/m

Moment zginający w panelu 1 = 1,47 kNm/m

Długość zakładu 0,8 m (maksymalna odległość skrajnych łączników = 0,7m)

Ilość łączników konieczna w skrajnym rzędzie ze względu na odrywanie blach

Siła rozrywająca blachy = $1,47 / 0,7 = 2,1$ kN $2,1 / 0,7 = 3$ – minimalna liczba łączników koniecznych w skrajnym rzędzie – 3 szt/mb

Ilość łączników konieczna ze względu na ścinanie = $25,73 / 2,5 = 11$ szt/mb

Na łączeniu blach panelu 1 (dolnego) przyjęto 4 rzędy łączników po 1 w każdej fałdzie blachy $4 \cdot 6 = 24$ szt /mb > $11 + 2 \cdot 3 = 17$ szt/mb

Łączenie blach – panel 2

Siła membranowa w panelu 2 = 14,08 kN/m

Moment zginający w panelu 2 = 0,98 kNm/m

Długość zakładu 0,8 m (maksymalna odległość skrajnych łączników = 0,7m)

Ilość łączników konieczna w skrajnym rzędzie ze względu na odrywanie blach

Siła rozrywająca blachy = $1 / 0,7 = 1,43$ kN $1,43 / 0,7 = 2$ – minimalna liczba łączników koniecznych w skrajnym rzędzie – 2 szt/mb

Ilość łączników konieczna ze względu na ścinanie = $14,08 / 2,5 = 6$ szt/mb

Na łączeniu blach panelu 2 (górnego) przyjęto 3 rzędy łączników po 1 w każdej fałdzie blachy $3 \cdot 6 = 18$ szt /mb > $6 + 2 = 8$ szt/mb

2 Belka oczepowa hali

Obciążenia – maksymalne reakcje od dachu

Kombinacja	R. pozioma	R. pionowa
Komb 9	6,52 kN/m	12,46 kN/m

Kierunek poziomy

$$M_{podp} = 0,125 * 6,52 * 4,1^2 = 13,7 \text{ kNm}$$

$$M_{prz} = 0,07 * 6,52 * 4,1^2 = 7,7 \text{ kNm}$$

Obliczenia w wykonano w g W. Kledzik, ... „Wzory i tablice do projektowania konstrukcji żelbetowych

M(kNm/m)=	b(cm)=	h(cm)=	ho(cm)=	Bet	Stal	A=	$\mu_a(\%)=$	Fa(cm ² /m)=	Przyjęte zbrojenie
13,70	40	30	27	B20	AIII	470	0,16	1,73	2#12
7,70	40	30	27	B20	AIII	264	0,08	0,86	1#12

Kierunek pionowy

$$M_{podp} = 0,125 * (12,46 + 0,3 * 0,4 * 25 * 1,1) * 4,1^2 = 33,1 \text{ kNm}$$

$$M_{prz} = 0,07 * (12,46 + 0,3 * 0,4 * 25 * 1,1) * 4,1^2 = 18,5 \text{ kNm}$$

Obliczenia w wykonano w g W. Kledzik, ... „Wzory i tablice do projektowania konstrukcji żelbetowych

M(kNm/m)=	b(cm)=	h(cm)=	ho(cm)=	Bet	Stal	A=	$\mu_a(\%)=$	Fa(cm ² /m)=	Przyjęte zbrojenie
33,10	30	40	37	B20	AIII	806	0,25	2,78	3#12
18,50	30	40	37	B20	AIII	450	0,16	1,78	2#12

Przyjęto na zginanie w dwóch kierunkach zbrojenie 4#16 na narożach AIII

Na skręcanie podłużne #8 co 15 cm na obwodzie + strzemiona ϕ 10 co 15 cm, przy podporach co 7 cm.

3 Słup główny hali

- Nazwa : Poziom_1 (-1,85 m)
- Poziom odniesienia : -1,85 (m)
- Wilgotność względna środowiska : 45 %
- Współczynnik pełzania betonu : $\phi_p = 2,00$
- Wiek betonu w chwili obciążenia : 28 (dni)
- Klasa środowiska : X0
- Wiek betonu : 5 (lat)
- Konstrukcja o specjalnym znaczeniu : nie

Charakterystyki materiałów:

- Beton : B20 fcd = 10,67 (MPa) ciężar objętościowy = 2447,32 (kg/m³)
- Zbrojenie podłużne : A-III typ 34GS fyd = 350,00 (MPa)
- Zbrojenie poprzeczne : A-0 typ St0S fyd = 190,00 (MPa)

Geometria:

2.2.1	Prostokąt	30,0 x 60,0 (cm)
2.2.2	Wysokość:	= 1,98 (m)
2.2.3	Grubość płyty	= 0,00 (m)
2.2.4	Wysokość belki	= 0,25 (m)
2.2.5	Otulina zbrojenia	= 5,0 (cm)
2.2.6	Ac	= 1800,00 (cm ²)
2.2.7	Icy	= 540000,0 (cm ⁴)
2.2.8	Icz	= 135000,0 (cm ⁴)

Opcje obliczeniowe:

- Obliczenia wg normy : PN-B-03264 (2002)
 - Słup prefabrykowany : nie
 - Uwzględnienie smukłości : tak
 - Metoda obliczeń : uproszczona
 - Konstrukcja o węzłach przesuwnych
- Nr kondygnacji (licząc od góry) : n = 1

**STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU**
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10. 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

Obciążenia:

Przypadek	Natura	Grupa	γ_f	N_d/N	N	Myg	Myd	My	Mzg	Mzd	Mz
					(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
KOMB1	obliczeniowe	21	1,00	1,00	62,05	-15,17	-31,10	-24,73	0,00	0,00	0,00
KOMB2	obliczeniowe	21	1,00	1,00	53,95	15,37	28,36	23,16	0,00	0,00	0,00
KOMB3	obliczeniowe	21	1,00	1,00	94,00	-52,42	-102,49	-82,46	0,00	0,00	0,00
KOMB4	obliczeniowe	21	1,00	1,00	93,33	-39,31	-78,65	-62,91	0,00	0,00	0,00
KOMB5	obliczeniowe	21	1,00	1,00	82,53	-40,93	-80,28	-64,54	0,00	0,00	0,00
KOMB6	obliczeniowe	21	1,00	1,00	85,90	-21,88	-43,03	-34,57	0,00	0,00	0,00
KOMB7	obliczeniowe	21	1,00	1,00	85,23	-8,78	-19,19	-15,02	0,00	0,00	0,00
KOMB8	obliczeniowe	21	1,00	1,00	74,42	-10,40	-20,82	-16,65	0,00	0,00	0,00
KOMB10	obliczeniowe	21	1,00	1,00	49,32	-10,95	-22,61	-17,95	-0,57	4,95	2,74

γ_f - współczynnik obciążenia

Wyniki obliczeniowe:

Analiza smukłości

Kierunek Y: Konstrukcja przesuwna
Kierunek Z: Konstrukcja nieprzesuwna

	l_{col} (m)	l_o (m)	λ
Kierunek Y:	5,00	10,00	57,74
Kierunek Z:	1,98	1,98	22,81

Słup smukły .
Słup krępy (pominięcie smukłości).

Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: KOMB3

Siły przekrojowe:

$N_{Sd} = 94,00$ (kN) $M_{SdY} = -102,49$ (kN*m) $M_{SdZ} = 0,00$ (kN*m)

Siły wymiarujące:

$N_{Sd} = 94,00$ (kN) $N_{Sd} * e_{totz} = -104,37$ (kN*m) $N_{Sd} * e_{toty} = 0,94$ (kN*m)

Mimośród niezamierzony:

$e_{az} = -2,0$ (cm)

$e_{ay} = 1,0$ (cm)

$e_{ay} = \max((l_{col}/600), h_y/30, 1.0\text{cm})$

$e_{az} = \max((l_{col}/600) * (1 + 1/n), h_z/30, 1.0\text{cm})$

$h_y = 0,30$ (m)

$h_z = 0,60$ (m)

Mimośród konstrukcyjny:

$e_{ez} = -109,0$ (cm)

$e_{ey} = 0,0$ (cm)

$e_e = M_{Sd}/N_{Sd}$

Mimośród początkowy:

$e_{oz} = -111,0$ (cm)

$e_{oy} = 1,0$ (cm)

$e_o = e_e + e_a$

Współczynnik zwiększający

$\eta_y = 1,00$

$\eta_z = 1,00$

Mimośród obliczeniowy:

$e_{totz} = -111,0$

$e_{toty} = 1,0$

$e_{tot} = \eta * e_o$

Nośność(względem środka ciężkości przekroju betonowego)

Beton:

$$N_{Rd(b)} = 231,46 \text{ (kN)} \quad M_{Rdy(b)} = -61,07 \text{ (kN*m)}$$

Zbrojenie:

$$N_{Rd(s)} = -105,03 \text{ (kN)} \quad M_{Rdy(s)} = -79,30 \text{ (kN*m)}$$

$$N_{Rd} = N_{Rd(b)} + N_{Rd(s)} = 126,42 \text{ (kN)}$$

$$M_{Rdy} = M_{Rdy(b)} + M_{Rdy(s)} = -140,37 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Rdz} = M_{Rdz(b)} + M_{Rdz(s)} = 20,33 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Rdz(b)} = 14,57 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Rdz(s)} = 5,75 \text{ (kN*m)}$$

Zbrojenie - wyliczona powierzchnia: $A_s = 8,97 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Przekrój zbrojony prętami $\phi 16,0 \text{ (mm)}$
 Całkowita liczba prętów w przekroju = 8
 Liczba prętów na boku b = 3
 Liczba prętów na boku h = 3
 rzeczywista powierzchnia $A_{sr} = 13,63 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Stopień wykorzystania przekroju (A_s/A_{sr}) = 65,79 %
 Stopień zbrojenia: $\mu = 0,76 \text{ %}$
 $\mu = A_{sr}/A_c$

Zbrojenie:

Pręty główne (34GS):

- 6 $\phi 16,0$ $l = 1,93 \text{ (m)}$

Pręty konstrukcyjne (34GS):

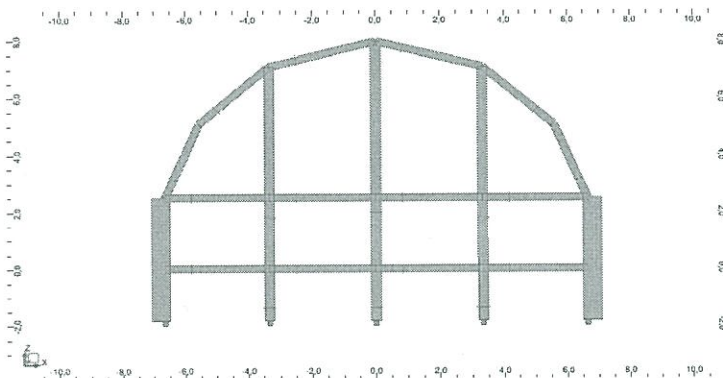
- 2 $\phi 10,0$ $l = 1,93 \text{ (m)}$

Zbrojenie poprzeczne (St0S):

- strzemiona: 11 $\phi 6,0$ $l = 1,56 \text{ (m)}$
- szpilki 11 $\phi 6,0$ $l = 0,59 \text{ (m)}$
11 $\phi 6,0$ $l = 0,29 \text{ (m)}$



4 ściana szczytowa hali



Beton B20 stal AIII
 Słupy 30x30 4#16
 Belki 25x30 4#12
 Wieńce 25x30 4#12

5 Fundament słupa głównego

MATERIAŁ:

BETON: klasa B15, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

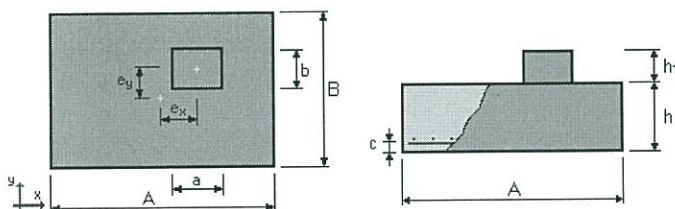
STAL: klasa A-III, $f_{yd} = 350,00$ (MPa)

OPCJE:

- Obliczenia wg normy: betonowej: PN-B-03264 (2002)
gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B
współczynnik $m = 0,81$ - do obliczeń nośności
współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń poślizgu
współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
Nośność
Osiadanie
- $S_{dop} = 7,00$ (cm)
- czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy
- współczynnik odprężenia: $\lambda = 1,00$
Obrót
Poślizg
Przebicie / ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
- długotrwałych w rdzeniu I
- całkowitych w rdzeniu II

**STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU**
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10. 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

Geometria



$$A = 3,00 \text{ (m)}$$

$$B = 1,80 \text{ (m)}$$

$$h = 0,50 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$$

$$e_x = 0,75 \text{ (m)}$$

$$e_y = 0,00 \text{ (m)} \quad \text{objętość betonu fundamentu: } V = 2,700 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$a = 0,30 \text{ (m)}$$

$$b = 0,60 \text{ (m)}$$

$$\text{otulina zbrojenia: } c = 0,10 \text{ (m)}$$

$$\text{poziom posadowienia: } D = 0,7 \text{ (m)}$$

$$\text{minimalny poziom posadowienia: } D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$$

Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID konsolidacji	Symbol	Typ wilgotności
1	Piasek średni	0,0	0,50	---	wilgotne
2	Gлина pylasta	-1,2	0,30	B	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miąszość [m] [kPa]	Spójność [deg]	Kąt tarcia [kN/m ³]	Ciężar obj. [kPa]	Mo [kPa]	M
1	Piasek średni	1,2	0,0	33,0	18,5	95883,9	106537,7
2	Gлина pylasta	---	28,0	16,4	20,0	29133,9	38845,3

Obciążenia

STAROSTWO POWIATOWE w OTWOCKU

Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10. 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

KOMBINACJE

Lp.	Nazwa	Stan	Grupa	Przepis
1	K1	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2
2	K2	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1
3	K3	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
4	K4	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2+1,50*S2
5	K5	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2+1,50*S3
6	K6	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1+1,50*S1
7	K7	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1+1,50*S2
8	K8	SGN	35	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1+1,50*S3
9	K9	SGU	35	1,00*G1+1,00*G2+1,00*S1
10	K10	SGN	35	0,90*G1+0,80*G2+1,30*W2

OPIS PRZYPADKÓW PROSTYCH:

Nazwa - Natura	Grupa	N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Nd/Nc
G1 - Stałe	35	49,65	0,00	-23,34	-4,73	-0,00	1,00
G2 - Stałe	35	5,72	0,00	-11,33	-2,62	-0,00	1,00
W1 - Wiatr	35	-6,24	-0,00	46,67	12,02	0,00	1,00
S1 - Śnieg	35	21,30	0,00	-50,79	-12,30	-0,00	1,00
S2 - Śnieg	35	20,85	0,00	-34,83	-8,43	-0,00	1,00
S3 - Śnieg	35	13,65	0,00	-34,83	-8,44	-0,00	1,00
W2 - Wiatr	35	0,05	-3,81	0,05	0,04	2,29	1,00

Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: K3 (długość), grupa 35
1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
N=94,00kN My=-116,59kN*m Fx=-27,06kN
- Wyniki obliczeń na poziomie: stropu warstwy 2
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 155,89 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 249,90kN Mx = 0,00kN*m My = -73,70kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A_ = 2,58 (m) B_ = 1,97 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{aligned} N_B &= 0,56 & i_B &= 0,66 \\ N_C &= 10,83 & i_C &= 0,78 \\ N_D &= 3,85 & i_D &= 0,82 \end{aligned}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Qf = 2083,94 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Qf * m / Nr = 6,75

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: K9, grupa 35
1,00*G1+1,00*G2+1,00*S1
N=76,67kN My=-85,46kN*m Fx=-19,65kN
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 84,11 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: q = 30 (kPa)

- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 1,4$ (m)
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 8$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{zy} = 40$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0,04$ (cm)
 - wtórne: $s'' = 0,02$ (cm)
 - CAŁKOWITE: $S = 0,06$ (cm) < $S_{dop} = 7,00$ (cm)

**STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU**
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: K3 (długotrwała), grupa 35
1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
 $N=94,00\text{kN}$ $M_y=-116,59\text{kN}\cdot\text{m}$ $F_x=-27,06\text{kN}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 75,70$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 169,71\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -60,07\text{kN}\cdot\text{m}$
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - $M_x(\text{stab}) = 112,52$ (kN*m)
 - $M_y(\text{stab}) = 324,61$ (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $M(\text{stab}) * m / M = 1,80$

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: K3 (długotrwała), grupa 35
1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
 $N=94,00\text{kN}$ $M_y=-116,59\text{kN}\cdot\text{m}$ $F_x=-27,06\text{kN}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 75,70$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 169,71\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -60,07\text{kN}\cdot\text{m}$
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_ = 2,29$ (m) $B_ = 1,80$ (m)
- Współczynnik tarcia:
 - fundament grunt: $\mu = 0,46$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 27,06$ (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
 - w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 77,89$ (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) * m / F = 2,07$

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: K3 (długotrwała), grupa 35
1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
 $N=94,00\text{kN}$ $M_y=-116,59\text{kN}\cdot\text{m}$ $F_x=-27,06\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 169,71\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -60,07\text{kN}\cdot\text{m}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Q_r = 3,30$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: K3 (długotrwała), grupa 35
1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
 $N=94,00\text{kN}$ $M_y=-116,59\text{kN}\cdot\text{m}$ $F_x=-27,06\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 186,53\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -60,17\text{kN}\cdot\text{m}$

Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: K3 (długotrwała), grupa 35
1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
N=94,00kN My=-116,59kN*m Fx=-27,06kN
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 186,53kN Mx = 0,00kN*m My = -60,17kN*m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	Ax = 5,07	Ay = 5,07
- wyliczona:	Ax = 5,07	Ay = 5,07
- przyjęta:	Ax = 5,14 φ 12 co 22 (cm)	Ay = 5,14 φ 12 co 22 (cm)

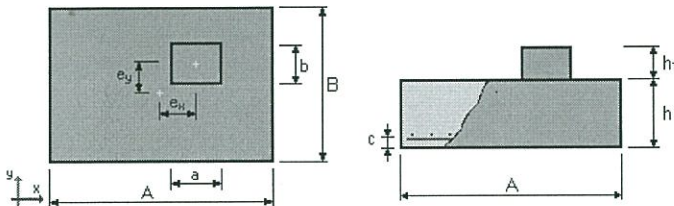
6 Fundament słupa ściany szczytowej

Założenia:

MATERIAŁ:

BETON: klasa B15, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)
STAL: klasa A-III, f_{yd} = 350,00 (MPa)

Geometria



A = 3,30 (m) a = 0,30 (m)
B = 1,20 (m) b = 0,30 (m)
h = 0,50 (m)
h1 = 0,00 (m)
ex = 0,00 (m)
ey = 0,00 (m) objętość betonu fundamentu: V = 1,980 (m³)

otulina zbrojenia: c = 0,05 (m)
poziom posadowienia: D = 1,0 (m)
minimalny poziom posadowienia: Dmin = 1,0 (m)

Grunt j.w.

Obciążenia

Lp.	Nazwa	Stan	Grupa	Przepis
1	K1	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2
2	K2	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1
3	K3	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2+1,50*S1
4	K4	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2+1,50*S2
5	K5	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2+1,50*S3
6	K6	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1+1,50*S1
7	K7	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1+1,50*S2
8	K8	SGN	50	1,10*G1+1,30*G2+1,30*W1+1,50*S3
9	K9	SGU	50	1,00*G1+1,00*G2+1,00*S1
10	K10	SGN	50	0,90*G1+0,80*G2+1,30*W2

WARUNEK NOŚNOŚCI Qf * m / Nr = 4,63

OSIADANIE S = 0,13 (cm) < Sdop

OBRÓT M(stab) * m / M = 2,40

ZBROJENIE

- minimalna:	wzdłuż boku A $A_x = 5,72$
- wyliczona:	$A_x = 5,72$
- przyjęta:	$A_x = 5,95 \phi 12$ co 19 (cm)

STAROSTWO POWIATOWE w OTWOCKU

wzdłuż boku B
 $A_y = 5,72$
 $A_y = 5,72$
 $A_y = 5,95 \phi 12$ co 19 (cm)

Wydział Architektury i Budownictwa
 Komonardów 10, 05-400 Otwock
 tel./fax: 788-15-34

II Zaplecze 1 Dach zaplecza

Zestawienie obciążeń

Ciężar własny konstrukcji i izolacji jak dla dachu hali

Ciężar własny konstrukcji liczony jest automatycznie.

Stała (izolacja) **0,15 (kPa)**

0,20 (kPa)

Śnieg

Dach walcowy

$f/L = 2,7/12,5 = 0,22$

2 strefa śniegowa

$Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$

$C_1 = 0,8$

$Sk_1 = 0,8 * 0,9 = 0,72 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_f = 1,5$

$C_2 = 2,3$

$Sk_2 = 2,3 * 0,9 = 2,07 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_f = 1,5$

Na styku hali i zaplecza

$C_3 = 0,8$

$C_4 = C_5 = 2,5$, $l = 4,4 \text{ m}$ $Sk_4 = 2,5 * 0,9 = 2,25 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_f = 1,5$

Wiatr

$B = 12,5 \text{ m}$, $H = 6,2 \text{ m}$,

$h = 3,5 \text{ m}$,

$L = 15 \text{ m}$

Okres drgań własnych $T = 0,1 * 8,5 / (12,5)^{1/2} = 0,24 \text{ s}$

Logarytmiczny dekrement tłumienia

$\Delta = 0,02 + 0,02 + 0,02 + 0,04 = 0,1$

budowla niepodatna na dynamiczne działanie wiatru

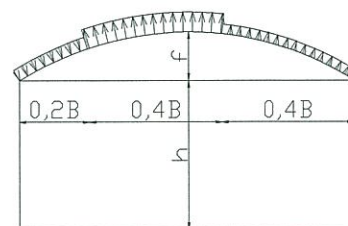
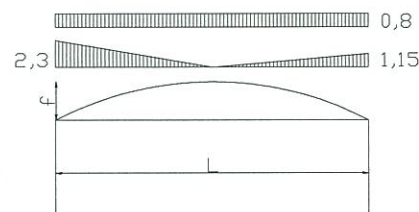
$\beta = 1,8$

$f/B = 2,7/12,5 = 0,22$

Kąty I strefa wiatrowa

$q_k * C_e * \beta = 0,25 * 1,0 * 1,8 = 0,45$

$\gamma_f = 1,3$



	Dach		Ściany boczne		Ściany czołowe	
wiatr z boku	$C_{za} = -0,40$	$p_{ka} = -0,18$	$C_{z1} = 0,7$	$p_{k1} = 0,32$	$C_{z3} = -0,7$	$p_{k3} = -0,32$
wiatr z boku	$C_{zb} = -0,77$	$p_{kb} = -0,35$	$C_{z2} = -0,4$	$p_{k2} = -0,18$		
wiatr z boku	$C_{zc} = -0,4$	$p_{kc} = -0,18$				
wiatr od czoła			$C_{z1} = -0,5$	$p_{k1} = -0,23$	$C_{z2} = 0,7$	$p_{k2} = 0,32$
wiatr od czoła					$C_{z3} = -0,3$	$p_{k3} = -0,14$

Przypadek	Nazwa przypadku	Lista	Wartość obciążenia
1	c własny	Ido13	PZ Minus Wsp=1,00
2	izolacja	1	PZ=-0,15(kN/m2)
3	wiatr	2	PZ=0,18(kN/m2) lokalny Ograniczenie geometryczne :P1(-6.17, 0, 0.173) P2(-6.17, -1, 0.173) P3(-5.36, 0, 0.761) P4(-6.76, 0, 0.982)
3	wiatr	2	PZ=0,18(kN/m2) lokalny Ograniczenie geometryczne :P1(1.37, 0, 2.62) P2(1.37, 1, 2.62) P3(0.475, 3.87e-007, 3.08) P4(1.82, -1.97e-007, 3.51)

3	wiatr	2	PZ=0,35(kN/m2) lokalny Ograniczenie geometryczne :P1(-3.96, 0, 1.78) P2(-3.96, -1, 1.78) P3(-2.98, -5.16e-007, 1.93) P4(-4.12, 8.18e-008, 2.77)
4	snieg1	2	PZ=-0,72(kN/m2) rzutowane Ograniczenie geometryczne :P1(-10, 10, 0) P2(-9, 10, 0) P3(-10, 10, 1) P4(-10, 9, 0)
4	snieg1	2	PZ1=-0,72(kN/m2) PZ2=-0,72(kN/m2) PZ3=-2,25(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=-6,17(m) N1Y=10,00(m) N1Z=0,17(m) N2X=6,17(m) N2Y=10,00(m) N2Z=0,17(m) N3X=6,17(m) N3Y=15,00(m) N3Z=0,17(m) Ograniczenie geometryczne :P1(-10, 10, 0) P2(-11, 10, 0) P3(-10, 10, 1) P4(-10, 11, 0)
5	snieg2	2	PZ1=-2,07(kN/m2) PZ2=-2,07(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=-6,17(m) N1Y=0,0(m) N1Z=0,17(m) N2X=-6,17(m) N2Y=15,00(m) N2Z=0,17(m) N3X=0,0(m) N3Y=15,00(m) N3Z=2,73(m) Ograniczenie geometryczne :P1(-6.17, 0, 0.173) P2(-6.17, -1, 0.173) P3(-5.25, 0, 0.556) P4(-6.56, 0, 1.1)
5	snieg2	2	PZ3=-1,04(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=0,0(m) N1Y=0,0(m) N1Z=2,73(m) N2X=0,0(m) N2Y=15,00(m) N2Z=2,73(m) N3X=6,17(m) N3Y=15,00(m) N3Z=0,17(m) Ograniczenie geometryczne :P1(0, 0, 2.73) P2(0, 1, 2.73) P3(-0.924, 0, 3.11) P4(0.383, 0, 3.65)
6	snieg3	2	PZ1=-1,04(kN/m2) PZ2=-1,04(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=-6,17(m) N1Y=0,0(m) N1Z=0,17(m) N2X=-6,17(m) N2Y=15,00(m) N2Z=0,17(m) N3X=0,0(m) N3Y=15,00(m) N3Z=2,73(m) Ograniczenie geometryczne :P1(-6.17, 0, 0.173) P2(-6.17, -1, 0.173) P3(-5.25, 0, 0.556) P4(-6.56, 0, 1.1)
6	snieg3	2	PZ3=-2,07(kN/m2) Rzut=rzutowane N1X=0,0(m) N1Y=0,0(m) N1Z=2,73(m) N2X=0,0(m) N2Y=15,00(m) N2Z=2,73(m) N3X=6,17(m) N3Y=15,00(m) N3Z=0,17(m) Ograniczenie geometryczne :P1(0, 0, 2.73) P2(0, 1, 2.73) P3(-0.924, 0, 3.11) P4(0.383, 0, 3.65)

Panel/Węzeł/Przypadek			MXX (kNm/m)	NXX (kN/m)	Definicja
1/	42/	14 (K)	1,04>>	-6,57	1*1.10+2*1,30+3*1.30+6*1.50
1/	38/	14 (K)	-0,67<<	-1,48	1*1.10+2*1,30+3*1.30+6*1.50
1/	79/	8 (K)	-0,09	0,24>>	1*1.10+2*1,30+3*1.30
1/	505/	9 (K)	-0,24	-35,92<<	1*1.10+2*1,30+4*1.50

Panel	Gr bl	Nxx	Mxx	NdD +	NdD-	Md	α	f(ND,M)	?<0,8
1	0,88	-6,57	1,04	293,72	267,40	3,54	1,00	0,33	OK
1	0,88	-1,48	-0,67	293,72	267,40	3,54	1,00	0,20	OK
1	0,88	0,24	-0,09	293,72	267,40	3,54	1,00	0,03	OK
1	0,88	-35,92	-0,24	293,72	267,40	3,54	1,00	0,26	OK

$(N_D/N_{RK}) \cdot [1 + 0,5 \cdot \alpha \cdot (1 - (N_D/N_{RK}))] + M_D/M_{RK} = 0,33 \leq 0,8$ OK

Panel/Węzeł/Przypadek			MXX (kNm/m)	NXX (kN/m)	Definicja
2/	1032/	9 (K)	0,66>>	-3,06	1*1.10+2*1,30+4*1.50
2/	1039/	9 (K)	-0,56<<	-4,48	1*1.10+2*1,30+4*1.50
2/	995/	14 (K)	0,14	7,45>>	1*1.10+2*1,30+3*1.30+6*1.50
2/	1050/	14 (K)	0,00	-6,53<<	1*1.10+2*1,30+3*1.30+6*1.50

Panel	Gr bl	Nxx	Mxx	NdD +	NdD-	Md	α	f(ND,M)	?<0,8
2	0,88	-3,06	0,66	293,72	267,40	3,54	1,00	0,20	OK
2	0,88	-4,48	-0,56	293,72	267,40	3,54	1,00	0,18	OK
2	0,88	7,45	0,14	293,72	267,40	3,54	1,00	0,06	OK
2	0,88	-6,53	0,00	293,72	267,40	3,54	1,00	0,04	OK

$(N_D/N_{RK}) \cdot [1 + 0,5 \cdot \alpha \cdot (1 - (N_D/N_{RK}))] + M_D/M_{RK} = 0,20 \leq 0,8$ OK

	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	1,8	2,4
Węzeł	509	260
Przypadek	10 (K)	14 (K)

	UX (cm)	UZ (cm)
MIN	-2,1	-2,8
Węzeł	542	17
Przypadek	14 (K)	14 (K)

**STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU**
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

Dopuszczalne ugięcie $f_{dop} = 1250/250 = 5$ cm

Przy zastosowaniu profili dystansowych o wysokości 20 cm i grubości 1,25 mm maksymalne ugięcie 2,8 cm < 5 cm

Mocowanie blachy do belki podwalinowej i między sobą

Mocowanie blachy do belki podwalinowej

Na 1mb przypada 24 kołki SBR 14 (6 fałd i 4 kołki na fałdzie): $6 \cdot 4 \cdot 2,3 \text{ kN} = 55,2 \text{ kN} > 35,92 \text{ kN}$ (maksymalna siła membranowa na podporze).

Łączenie blach – panel 1

Siła membranowa w panelu 1 = 35,92 kN/m

Moment zginający w panelu 1 = 1,04 kNm/m

Długość zakładu 0,8 m (maksymalna odległość skrajnych łączników = 0,7m)

Ilość łączników konieczna w skrajnym rzędzie ze względu na odrywanie blach

Siła rozrywająca blachy = $1,04/0,7 = 1,49 \text{ kN}$ $1,43/0,7 = 2,1$ – min. liczba łączników koniecznych w skrajnym rzędzie – 3 szt/mb

Ilość łączników konieczna ze względu na ścinanie = $35,92/2,5 = 15$ szt/mb

Na łączeniu blach panelu 1 (dolnego) przyjęto 4 rzędy łączników po 1 w każdej fałdzie blachy $4 \cdot 6 = 24$ szt /mb > $15 + 3 = 18$ szt/mb

Łączenie blach – panel 2

Siła membranowa w panelu 2 = 7,45 kN/m

Moment zginający w panelu 2 = 0,66 kNm/m

Długość zakładu 0,8 m (maksymalna odległość skrajnych łączników = 0,7m)

Ilość łączników konieczna w skrajnym rzędzie ze względu na odrywanie blach

Siła rozrywająca blachy = $0,66/0,7 = 1,0 \text{ kN}$ $1,0/0,7 = 1,4$ – minimalna liczba łączników koniecznych w skrajnym rzędzie – 2 szt/mb

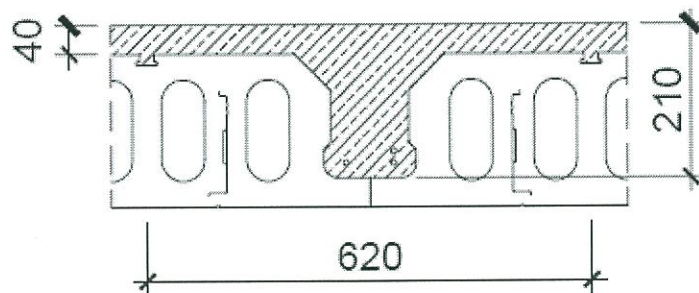
Ilość łączników konieczna ze względu na ścinanie = $7,45/2,5 = 3$ szt/mb

Na łączeniu blach panelu 2 (górnego) przyjęto 3 rzędy łączników po 1 w każdej fałdzie blachy $3 \cdot 6 = 18$ szt /mb > $3 + 2 \cdot 2 = 7$ szt/mb

2. Stropy

Przyjęto monolityczne stropy gęstożebrowe firmy Sukiennik z Łodzi wykonywane na styropianowych płytach szalunkowych typu JS, które mają aprobatę techniczną Instytutu Techniki Budowlanej nr AT-15-2644/97.

Obliczenia wykonano z wykorzystaniem materiałów pomocniczych do wymiarowania tych stropów opracowane przez Katedrę Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej.



Zestawienie obciążeń (ponad ciężar własny stropu)

Opis / Geometria	Charakterystyczne	Obliczeniowe
Wylewka cementowa $24,00 \text{ (kN/m}^3) \cdot 1,0 \text{ (cm)}$	= $0,24 \text{ (kPa)} \cdot 1,30$	= $0,31 \text{ (kPa)}$
Płyta gipsowo-kartonowa ognioodporna impregn. GKFI gr. 12.5 mm (Rigips) na ruszcie stalowym	= $0,16 \text{ (kPa)} \cdot 1,30$	= $0,21 \text{ (kPa)}$
Kanały wentylacyjne i instalacje elektryczne	= $0,50 \text{ (kPa)} \cdot 1,30$	= $0,65 \text{ (kPa)}$
RAZEM	$0,90 \text{ (kPa)} \cdot 1,30$	= $1,17 \text{ (kPa)}$
Obciążenie powierzchniowe	0,90 (kPa)	1,17 (kPa)
Obciążenie użytkowe (od centrali went.)	= $2,50 \text{ (kPa)} \cdot 1,3$	= $3,25 \text{ kPa}$
Obciążenie użytkowe długotrwałe	= $1,25 \text{ (kPa)} \cdot 1,3$	= $1,63 \text{ kPa}$

Obciążenie obliczeniowe **4,42 kN/m²**
 Obciążenie charakterystyczne długotrwałe **2,15 kN/m²**

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU
 Wydział Architektury i Budownictwa
 ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
 tel/fax: 788-15-34

Rozpiętość obliczeniowa $l_0 = 1,05 * 5,75 \text{ m} = 6,04 \text{ m}$,
 Przyjęto strop o wysokości 21 cm z nadbetonem o grubości 4 cm w module 62 cm lub 40 cm. Płyta zbrojona siatką #6 co 15 cm x 15 cm AIII (34GS).

W tabelce zestawiono konieczne zbrojenie żeber dla betonu B20 i stali AIII (34GS)

Obciążenie (kN/m ²)	Lo=6,04 m 62 cm	Lo=6,04 m 40 cm
Obliczeniowe. 4,42	2#16	2#12
Charakteryst. długotrwałe 2,15	2#14	2#10

Przyjęto rozstaw żeber 62 cm i zbrojenie 2#16.

Obliczenie strzemion A0 (St0S)

Ciężar własny stropu JS 620/210/40 wynosi 1,9 kN/m², $V_{Rd} = 15,28 \text{ kN/m}$

Siła poprzeczna na krawędzi podpory ($l = 6 \text{ m}$)

$V_{sd} = 0,5 * (4,42 + 1,9 * 1,1) * 6,05 = 19,7 \text{ kN/m}$

Rozstaw strzemion dwuciętych A0 (St0S) $\phi 6$ w środku przęsła wynosi 14 cm a na odcinkach $a = (19,7 - 15,28) / 19,7 * 6,05 / 2 = 0,68 \text{ m}$ od podpór 11 cm.

3 Belka $l = 2,4 \text{ m}$

$l_0 = 2,4 * 1,05 = 2,52 \text{ m}$

Obciążenia

c. własny stropu	1,9 kN/m ² *6m=	11,4 kN/m*1.1
obc. stałe stropu	0,9 kN/m ² *6m=	5,4 kN/m*1.1
obc. użytkowe stropu	2,5 kN/m ² *6m=	18,0 kN/m*1.3



Beton B20, stal AIII, A0, $b = 25 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$
 zbroj główne 4 #12
 strzemiona $\phi 6$ co 20, co 5 cm na odc po 60 cm od podpór




4 Nadproża $l = 1,9 \text{ m}$

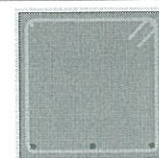
$l_0 = 2,4 * 1,05 = 2,52 \text{ m}$

Obciążenia

c. własny stropu	1,9 kN/m ² *3m=	5,7 kN/m*1.1
obc. stałe stropu	0,9 kN/m ² *3m=	2,7 kN/m*1.1
od dachu		10,0 kN/m*1.3
obc. użytkowe stropu	2,5 kN/m ² *3m=	9,0 kN/m*1.3



Beton B20, stal AIII, A0, $b = 25 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$
 zbroj główne 3 #12
 strzemiona $\phi 6$ co 15 cm, co 5 cm na odc po 50 cm od podpór



5 Fundamenty zaplecza

Ściana zewn.

Od dachu

10 kN/m*1,3

13 kN/m

Strop c. własny $1,9 \cdot 3 =$
 Strop obc. stałe $0,9 \cdot 3 =$
 Strop obc. użytkowe $2,5 \cdot 3 =$
 Ściany $0,25 \cdot 18,0 \cdot 3,5 =$
 Ściany + ławy fund. $(0,30 \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 0,4) \cdot 25,0 =$
 Razem

$5,7 \text{ kN/m} \cdot 1,9 =$
 $2,7 \text{ kN/m} \cdot 1,1 =$
 $7,5 \text{ kN/m} \cdot 1,3 =$
 $15,8 \text{ kN/m} \cdot 1,1 =$
 $11,5 \text{ kN/m} \cdot 1,1 =$
 53,2 kN/m

6,3 kN/m
 3,0 kN/m
 9,8 kN/m
 17,4 kN/m
 12,7 kN/m
 62,2 kN/m

STAROSTWO POWIATOWE
 w OTWOCKU
 Wydział Architektury i Budownictwa
 ul. Komunardów 15-400 Otwock
 tel./fax 22 718 53 34

Przyjęto szerokość ławy 40 cm
 $q = 62,2 / 0,4 = 155 \text{ kN/m}^2$

Ściana wewn.

Strop c. własny $1,9 \cdot 6 =$
 Strop obc. stałe $0,9 \cdot 6 =$
 Strop obc. użytkowe $2,5 \cdot 6 =$
 Ściany $0,25 \cdot 18,0 \cdot 3,5 =$
 Ściany + ławy fund. $(0,30 \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 0,4) \cdot 25,0 =$
 Razem

$11,4 \text{ kN/m} \cdot 1,1 =$
 $5,4 \text{ kN/m} \cdot 1,1 =$
 $15,0 \text{ kN/m} \cdot 1,3 =$
 $15,8 \text{ kN/m} \cdot 1,1 =$
 $11,5 \text{ kN/m} \cdot 1,1 =$
 59,1 kN/m

12,6 kN/m
 6,0 kN/m
 19,6 kN/m
 17,4 kN/m
 12,7 kN/m
 68,3 kN/m

Przyjęto szerokość ławy 45 cm
 $q = 62,2 / 0,45 = 138 \text{ kN/m}^2$

III Łącznik

Przypadek	Typ obciążenia	Lista	Wartość obciążenia
1	ciężar własny	1	PZ Minus Wsp=1,00
2	śnieg	1	PZ=-2,25(kN/m ²) rzutowane

Maksymalne siły w panelu 1 - blacha LT40 0,88 mm

Panel/Węzeł/Przypadek	MXX (kNm/m)	NXX (kN/m)
1/ 11/ 3 (K)	0,04>>	-37,99
1/ 6/ 3 (K)	-0,29<<	-33,98
1/ 226/ 1 (K)	-0,01	-0,79>>
1/ 31/ 3 (K)	-0,13	-45,20<<

$(N_D/N_{RK}) \cdot [1 + 0,5 \cdot \alpha \cdot (1 - (N_D/N_{RK}))] + M_D/M_{RK} = 0,12 \leq 1 \text{ OK}$

Panel	Gr bl	Nxx	Mxx	NdD +	NdD-	Md	α	f(ND, M)	? < 0,8
1	0,88	-37,99	0,04	293,72	267,40	3,54	1,00	0,21	OK
1	0,88	-33,98	-0,29	293,72	267,40	3,54	1,00	0,26	OK
1	0,88	-0,79	-0,01	293,72	267,40	3,54	1,00	0,01	OK
1	0,88	-45,20	-0,13	293,72	267,40	3,54	1,00	0,28	OK

$(N_D/N_{RK}) \cdot [1 + 0,5 \cdot \alpha \cdot (1 - (N_D/N_{RK}))] + M_D/M_{RK} = 0,28 \leq 0,8 \text{ OK}$

Na 1mb przypada 24 kołki SBR 14 (6 fałd i 4 kołki na fałdę): $6 \cdot 4 \cdot 2,3 \text{ kN} = 55,2 \text{ kN} > 45,2 \text{ kN}$ (maksymalna siła membranowa na podporze).

	UX (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	0,0
Węzeł	3	1
Przypadek	4 (K)	4 (K)
MIN	-0,0	-0,4
Węzeł	229	6
Przypadek	4 (K)	4 (K)

Dopuszczalne ugięcie $f_{dop} = 300/250 = 1,2 \text{ cm}$ $f = 0,4 \text{ cm} < 1,2 \text{ cm}$

Opracował mgr inż. Andrzej Mazur

A. Mazur

Oświadczenie

Zgodnie z art. 20 ust.4 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane (Dz. U. z 2000r. Nr 106 poz. 1126 z późniejszymi zmianami) oświadczamy, że niniejszy projekt budowlany:

„Projekt budowy sali sportowej z łącznikiem przy Szkole Podstawowej w Kątach.”
jest sporządzony i sprawdzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Inwestor: Gmina Kołbiel, ul. Szkolna 1, 05-340 Kołbiel

Projektant

mgr inż. Andrzej Mazur
ul. Ugorek 3/4 31-450 Kraków

Aid
mgr inż. Andrzej Mazur
PROJEKTANT W SPECJALNOŚCI
KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ
upr. bud. nr 21/91
Członek Małopolskiej Izby Inżynierów
Budownictwa MAP/BO/0780/03

Sprawdzający

mgr inż. Paweł Felczak
ul. K. Wallenroda 55/80 30-867 Kraków

[Signature]
mgr inż. Paweł Felczak
Uprawnienia budowlane
w spec. konstr.-bud. nr 44/2002
nr ewid. MAP/BO/0373/03

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU

Wydział Architektury i Budownictwa
ul. K. Wallenroda 10, 05-400 Otwock
tel/fax: 788-15-34

**MAŁOPOLSKI URZĄD WOJEWÓDZKI
W KRAKOWIE**

WYDZIAŁ ARCHITEKTURY, BUDOWNICTWA
I GOSPODARKI PRZESTRZENNEJ

AB.III.7136-27/01

**STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU**
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 27, 05-400 Opatów
Kraków, dnia 27 grudnia 2001 r.
tel./fax: 788-15-34

DUPLIKAT

URZĄD WOJEWÓDZKI W KRAKOWIE
Wydział Polityki Regionalnej
i Przestrzennej

Nr RP – Upr. 21/91

Kraków, dnia 10 stycznia 1991 r.

DECYZJA

**O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO DO PEŁNIENIA SAMODZIELNYCH
FUNKCJI TECHNICZNYCH W BUDOWNICTWIE**

Na podstawie § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7 i § 13 ust. 1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46)

stwierdza się, że:

Pan Andrzej MAZUR – magister inżynier podstawowych problemów techniki
urodzony dnia 20 stycznia 1959 r. w Krakowie,

*posiada przygotowanie zawodowe upoważniające
do wykonywania samodzielnej funkcji projektanta
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej.*

Pan Andrzej MAZUR jest upoważniony do:

1. sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych
2. sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych
 - a) budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków
 - b) budowli nie będących budynkami
3. w budownictwie osób fizycznych – kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych

Pieczętka podłużna o treści: Z up. Wojewody mgr inż. arch. Janusz Sepioł Dyrektor Wydziału.

Pieczęć okrągła z godłem państwa i napisem w otoku o treści: Wojewoda Krakowski.

Duplikat powyższych uprawnień wystawiono na podstawie dokumentów posiadanych w archiwum Małopolskiego Urzędu Wojewódzkiego w Krakowie.

A. d. **Za zgodność
z oryginałem** Dyrektor Wydziału

mgr inż. arch. Elżbieta Gabrys



MAŁOPOLSKA
OKRĘGOWA
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

STAROSTWO POWIATOWE
WOJEWÓDZTWO MAŁOPOLSKIE
Wydział Inżynierów Budownictwa
ul. Kom. 10, 31-500 Otwock
0 788 45-400
788 45-34

23 czerwiec 2008
Kraków,

Zaświadczenie

Pan/Pani..... Andrzej Mazur

..... ul. Ugorek 3/4
miejsce zamieszkania.....

..... 31-450 Kraków
.....

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym MAP/BO/0780/06

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od dnia 1 sierpień 2008 r.

do dnia 31 styczeń 2009 r.

**MAŁOPOLSKA OKRĘGOWA IZBA
I N Ż Y N I E R Ó W B U D O W N I C T W A
W K R A K O W I E**

PRZEWODNICZĄCY RADY
MAŁOPOLSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY
I N Ż Y N I E R Ó W B U D O W N I C T W A
Krakowie
Zygmunt Rawicki
dr. inż. Zygmunt Rawicki
.....
(pieczęć i podpis przewodniczącego OIIB)

61/1/08

**Za zgodność
z oryginałem**

A. Chmura

www.miap.pib.org.pl



WOJEWODA MAŁOPOLSKI

AB.III.7131-225/01

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel./fax: 788-15-34

Kraków, dnia 9 stycznia 2002 r.

DECYZJA O NADANIU UPRAWNIENÍ BUDOWLANYCH Nr ewid. 44/2002

Na podstawie art. 13 ust. 1, pkt 1, art. 14 ust. 1, pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (tekst jednolity DZ. U. Nr 106 z 2000 r. poz. 1126 z późn. zm.), w związku z art. 104 § 1 k.p.a., po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr inż. Pawła Felczak – na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie i praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją Egzaminacyjną,

nadaje

Panu mgr inż. Pawłowi FELCZAK
kierunek studiów: "budownictwo"
urodzonemu dnia 20 września 1970 r. w Zgierzu,

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

*do projektowania bez ograniczeń
w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej*

Od decyzji niniejszej służy Panu prawo wniesienia odwołania do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Warszawie, ul. Krucza 38/42, za pośrednictwem Wojewody Małopolskiego w terminie 14 dni od daty otrzymania niniejszej decyzji.

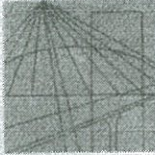


Z up. Wojewody Małopolskiego
mgr inż. arch. Elżbieta Gabryś
Dyrektor
Wydziału Architektury, Budownictwa
i Gospodarki Przemysłowej

Otrzymują:

1. Pan mgr inż. Paweł Felczak, ul. K. Wallenroda 55/80, 30-687 Kraków
2. Główny Urząd Nadzoru Budowlanego, ul. Krucza 38/42, 00-926 Warszawa
3. aa

**Za zgodność
z oryginałem**



MAŁOPOLSKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

STAROSTWO POWIATOWE
w OTWOCKU
Wydział Architektury i Budownictwa
ul. Komunardów 10, 05-400 Otwock
tel./fax 788 15-34

WOJEWÓDZTWO
MAŁOPOLSKIE



2 kwiecień 2008

Kraków,

Zaświadczenie

Pan/Pani **Paweł Felczak**

ul. K. Wallenroda 55/80
miejsce zamieszkania

30-867 Kraków

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

MAP/BO/0373/03

o numerze ewidencyjnym

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

1 kwiecień 2008 r.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od dnia

31 marzec 2009 r.

do dnia

MAŁOPOLSKA OKRĘGOWA IZBA
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
W KRAKOWIE

PRZEWODNICZĄCY RADY
MAŁOPOLSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
w Krakowie
Zygmunt Rawicki
dr inż. Zygmunt Rawicki
(pieczęć i podpis przewodniczącego OIIB)

30-054 Kraków, ul. Czarnowiejska 80, tel. + 48 (0)12) 630 96 60, 630 90 01, fax +48 (12) 632 35 69, www.map.plib.org.pl, e-mail: m.p@piib.org.pl

84/F/03

Za zgodność
z oryginałem