

PROJEKT TECHNICZNY
=====

Obiekt - Budynek pomocy doraźnej
Inwestor - Zespół Opieki Zdrowotnej w Rypinie
Adres - Rypin, ul. Bojowników PPR 2
Branża - budowlana
Stadium dokum. architektoniczna + konstrukcja


Projekt zawiera :

1. Opis techniczny
2. Plan sytuacyjny
3. Rysunki techniczne
4. Zestawienie stłłarki
5. Opis konstrukcyjny
6. Rysunki konstrukcyjne

WERYFIKATOR

mgr inż. arch. Kr. Pogorzały

Rypin w m-cu listopadzie 1976r.

Opracował : 
Ludwik Letkiewicz
upr.bud.nr 868/75 Bg
§ 11 ust.1 pkt 2

O p i s t e c h n i c z n y

do projektu podstawowego budynku pomocy doraźnej dla Zespołu Opieki Zdrowotnej w Rypinie przy ul. Bojowników PPR 2.

1. Ogólna charakterystyka obiektu :

Budynek pomocy doraźnej o wymiarach 24,77 x 10,93 m, murowany z cegły, piętrowy, bez podpiwniczenia. Strop wykonany z płyt kanałowych prefabrykowanych typu "Żerań". Stropodach z płyt kanałowych "Żerań" wentylowany - dach z płyt korytkowych wsparty na ściankach ażurowych.

2. Dane ogólne :

powierzchnia zabudowy	270,74 m ²
powierzchnia użytkowa	426,92 m ²
kubatura budynku	2.179,00 m ³

3. Lokalizacja i sytuacja :

Niniejszy projekt zawiera sytuację projektowanego budynku w odniesieniu do istniejących obiektów i dróg. Naprężenia na grunt przyjęto w poziomie posadowienia $k_{100}^{gr} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$. zgodnie z ekspertyzą gruntu opracowaną przez doc.dr inż. Edmunda Lubienieckiego w październiku 1975r. Poziom wody gruntowej poniżej 4,00 m od powierzchni terenu. Wejście do budynku od strony istniejącego budynku Szpitala.

4. Program użytkowy

a/ Parter

1. dyspozytornia	11,30 m ²
2. poczekalnia	18,00 "
3. chirurgia brudna	17,76 "
4. gipsownia	16,33 "
5. chirurgia czysta	16,84 "
6. gabinet stomatologiczny	14,23 "
7. gabinet dziecięcy	12,81 "
8. gabinet zabiegowy	15,16 "
9. gabinet ogólny	15,35 "
10. gabinet ginekologiczny	15,53 "
Razem :	153,31 m ²
korytarz	40,50 "
WC	16,50 "
wiatrołap	2,70 "
pomieszczenie gospodarcze	12,00 "

Razem parter 225,01 m²

b/ Piętro

1. pokój lekarski	18,00 m ²
2. pokój lekarski położnej	17,76 "
3. szatnia	16,45 "
4. świetlica	17,00 "
5. pokój socjalny	14,35 "
6. magazyn podręczny	12,90 "
7. pokój oddziałowej	15,25 "
8. pokój pielęgniarki	15,45 "
9. pokój kierowca-sanitariusz	15,65 "
10. pokój kierowca-sanitariusz	11,40 "
	<hr/>
Razem :	154,21 m ²
	<hr/>
korytarz	43,20 "
WC	16,50 "
	<hr/>
Razem piętro	213,91 m ²
O g ó ł e m :	438,92 m ²
	<hr/>

5. Dane konstrukcyjno-materiałowe

5.1. Fundamenty - ściany fundamentowe z betonu żwirowego $R_w = 110$ at.

Ławy pod ściany konstrukcyjne środkową i zewnętrzne z betonu
 $R_w = 140$ at.

5.2. Izolacja pozioma - murów fundamentowych z dwóch warstw papy na lepiku.

5.3. Mury zewnętrzne - przyziemia i piętra o grubości 38 cm z cegły na zaprawie R_z "30" at. Ściana konstrukcyjna wewnętrzna grub. 25 cm z cegły pełnej ceramicznej kl."100" na zaprawie R_z "50" at.
Pozostałe ścianki z cegły dziurawki o grub. 12 i 6,5 cm na zaprawie cementowej. Filarki międzyokienne z cegły ceramicznej pełnej kl."100" na zaprawie R_z "50" at.

5.4. Kominy wentylacyjne , z cegły pełnej na zaprawie R_z "30" at.

5.5. Nadproża okienne i drzwiowe z typowych belek "L-19".

5.6. Strop - nad przyziemem z prefabrykowanych płyt kanałowych, żerańskich, na których należy ułożyć płytę pilśniową miękką grub. 2,5 cm oraz gładź cementową grub. 3 cm, jako posadzka wykładzina rulonowa "lentex".

- 5.7. Stropodach - z płyt kanałowych żerańskich z ociepleniem wełną mineralną o grub. 15 cm ułożonej na paroizolacji z papy.
Dach z prefabrykowanych płyt żelbetowych korytkowych, dwuspadowy.
Pokrycie dachu 2 x papą na lepiku.
- 5.8. Schody - wewnętrzne żelbetowe, wylewane na mokro.
- 5.9. Podłogi i posadzki - na klatce schodowej i WC oraz wiatrołap posadzka lastryko. W pozostałych pomieszczeniach i korytarzach wykładzina rulonowa "lentex".
6. Tynki wewnętrzne - III kat. wapienne.
7. Tynki zewnętrzne - III kat. cementowo-wapienne. Na cokole tynk cementowy gładki.
8. Stolarka - okienna i drzwiowa, typowa w/g zestawienia.
9. Roboty malarskie - malowanie ścian i sufitów farbami klejowymi w kolorach jasnych. Na korytarzach i klatce schodowej oraz WC do wysokości 1,40 m tynki malowane na olejno.
Stolarka okienna i drzwiowa malowana dwukrotnie farbą olejną.
10. Obróbki blacharskie - dachu, daszka, parapetów zewnętrznych, kominów, rynien i rur spustowych z blachy ocynkowanej 0,6 m/m.
11. Przed wejściem do budynku wykonać podest betonowy z kratką wycieraczkową wyjmowaną.

Dane uzupełniające.

Ogrzewanie C.O. kanałem zdalaczynnym z kotłowni szpitala.
Parapety wewnętrzne lastrykowe, zewnętrzne gładź cementowa ze spadkiem, obrobione blachą ocynkowaną 0,6 m/m. Wokoło budynku pas z płytek chodnikowych szerokości 50cm ze spadkiem od budynku na podsypce piaskowej zalanej zaprawą cementową.
Budynek wyposażony w instalację elektryczną oświetleniową i odgromową oraz instalację wod.-kan.

Opracował : *L. Letkiewicz*
Ludwik Letkiewicz
upr.bud.nr 868/75 Bg
§ 11 ust. 1 pkt 2.

OPIS KONSTRUKCYJNY

do projektu architektonicznego budynku pomocy doraźnej dla Zespołu
Opieki Zdrowotnej w Rypinie

Kaz 1. Charakterystyka obiektu:

Budynek pomocy doraźnej, jedno-piętrowy, bez podpiwniczenia. Murowany z cegły z elementami wylewanymi na mokro. Strop i stropodach z prefabrykowanych płyt kanałowych, dach z płyt korytkowych prefabrykowanych, ułożonych na ściankach ażurowych z cegły dziurawki. Układ ścian nośnych, podłużny. Ogrzewanie budynku z istniejącej kotłowni szpitala, kanałem ciepłowniczym - zdalacznym.

2. Stropodach- wentylowany, z prefabrykowanych płyt kanałowych grub. 24 cm, oraz prefabrykowanych płyt korytkowych, ułożonych na ściankach ażurowych z cegły dziurawki. Jako ocieplenie warstwa wełny mineralnej grub. 10 cm na 1 warstwie papy izolacyjnej.

3. Strop nad przyziemem- z prefabrykowanych płyt kanałowych grub. 24 cm, oraz izolacja dźwięko-chłonna z płyty pilśniowej grub. 2,0 cm gładź cementowa grub. 3 cm, oraz wykładzina rulonowa lentex.

4. Klatka schodowa- schody-płyty biegowe i podesty wsparte na belce i podciągu, całość wylewana na mokro z betonu $R_w = 170$ at. i stali $Q_r = 2500$ at.

5. Wienie - wylewane na mokro z betonu $R_w = 140$ at, zbrojone stalą o $Q_r = 2500$ at. Nadproża okienne i drzwiowe z typowych prefabrykowanych belek L-19.

6. Ściany zewnętrzne: - murowane z cegły, grubości 38 cm na zaprawie cem-wap. marki 30 at. Filarki między okienne, murowane z cegły pełnej ceramicznej kl. 100 na zaprawie cementowej $R_z = 50$ at. Ściana wewnętrzna konstrukcyjna, podłużna, grub. 25 cm, murowana z cegły kl. 100 na zaprawie $R_z = 50$ at. Pozostałe ścianki grub. 12 i 6,5 cm z cegły dziurawki ceram. na zaprawie $R_z = 50$ at.

Kominy wentylacyjne z cegły kl. 75 na zaprawie $R_z = 30$ at.

7. Daszek nad wejściem-żelbetowy z betonu $R_w = 170$ at, zbrojony stalą o $Q_r = 4200$ at.

Opisał:

.....
Letkiewicz Ludwik

OBLICZENIA KONSTRUKCYJNE

Poz. 1. Stropodach: rozp. 1 = 1,05 x 421 = 4,42 m

Obciążenia:

- 2 warstwy papy na lepiku	12,- kg/m ²
- zatarcie nierówności płyt 1 cm	21,- "
- płyty korytkowe otwarte	87,- "
- płyty z wełny mineralnej	10,- "
- płyty kanałowe grub. 24 cm	340,- "
- tynk cem. wapienny 0,015 x 1900 =	29,- "
- ścianki ażurowe na 1 m wysokości	100,- "
- śnieg II strefa	70,- "

razem

669,- kg/m²

Obciążenie na 1 mb płyty szerokości 90 cm wynosi: 669 x 0,90 = 602 kg/m

$$M_{max} = 0,125 \times 602 \times 442^2 = 1470 \text{ kgm}$$

$$S_b = \frac{147000 \times 1,6}{90 \times 21^2 \times 155} = \frac{235200}{6151950} = 0,038 \quad \gamma = 0,980$$

$$F_z = \frac{147000 \times 1,6}{0,980 \times 21 \times 4200} = \frac{235200}{74000} = 3,2 \text{ cm}^2$$

Projektujemy zbrojenie dołem 4 x ϕ 11,7 mm o Fz = 4,32 cm²

stal 34Gs o Qr = 4200 at. Górą dajemy 4 x ϕ 8,3 mm = 2,16 cm²

Strzemiona ϕ 6 mm co 25 cm.

Należy przyjąć płyty kanałowe typ ciężki produkowane przez producenta na dane rozpiętości.

Poz. 2. Stropodach j.w. lecz o rozp. 1 = 1,05 x 5,71 = 6,00 m

Obciążenia: j.w. lecz dla płyty szerokości 0,90 m.

$$M_{max} = 0,125 \times 602 \times 600^2 = 2710 \text{ kgm}$$

$$S_b = \frac{271000 \times 1,6}{90 \times 21^2 \times 155} = \frac{433600}{6151950} = 0,070 \quad \gamma = 0,960$$

$$F_z = \frac{271000 \times 16,00^2}{960 \times 21 \times 4200} = \frac{433600}{81280} = 5,4 \text{ cm}^2$$

Projektujemy zbrojenie dołem 4 x ϕ 13,3 mm o Fz = 5,56 cm², górą dajemy 4 x ϕ 8,3 mm = Fz = 2,16 cm². Strzemiona ϕ 6 mm co 25 cm.

Należy przyjąć płyty kanałowe typ ciężki na daną rozpiętość produkowane przez producenta.

Strzemiona \varnothing 6 mm co 25 cm. Należy przyjmować płyty typ ciężki produkowane przez producenta na dane rozpiętości i obciążenia:

Należy przyjąć płyty typ ciężki produkowane przez producenta na dane obciążenia i rozpiętości.

$$F_z = \frac{237500 \times 1.6}{0.967 \times 21 \times 4200} = \frac{380000}{85280} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie 4 x ϕ 13,3 mm dołem oraz 4 x ϕ 8,3 mm górą. Strzemiona ϕ 6 mm co 25 cm.

Należy przyjąć płyty 3 kanałowe typ ciężki produkowane przez producenta na dane obciążenia i rozpiętości. Beton $R_w = 200$ at.

Poz. 5.1. płyty i.w lecz o szerokości 60 cm dwukanałowe: rozp. l = 4,42 m
Obciążenia na 1 mb płyty $1080 \times 60 = \dots\dots\dots$ 648 kG/mb

$$M_{max} = 0,125 \times 648 \times 442^2 = 1583 \text{ kGm}$$

$$S_b = \frac{158300 \times 1,6}{60 \times 21^2 \times 155} = \frac{253300}{4101300} = 0,062 \quad \gamma = 0,968$$

$$F_z = \frac{158300 \times 1,6}{0,968 \times 21 \times 4200} = \frac{253300}{85370} = 3,00 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie 3 x ϕ 13,3 mm dołem oraz 8,3 mm górą. Stal 34 Gs. o $Q_r = 4200$ at. Strzemiona ϕ 6 mm co 25 cm.

Należy przyjąć płyty dwukanałowe, typ ciężki produkowane przez producenta. Beton $R_w = 200$ at.

Poz. 5.2. strop nad przyziemiem rozp. l = 1,05 x 571 = 6,00 m

Obc. j w poz. 5 dla płyt o szerok. 90 cm. = $1080 \times 90 = 972$ kG/mb

$$M_{max} = 0,125 \times 972 \times 600^2 = 4380 \text{ kGm}$$

$$S_b = \frac{438000 \times 1,6}{90 \times 21^2 \times 155} = \frac{700600}{6153500} = 0,114 \quad \gamma = 0,940$$

$$F_z = \frac{438000 \times 1,6}{0,940 \times 21 \times 4200} = \frac{700600}{82908} = 8,45 \text{ cm}^2$$

Projektujemy zbrojenie 4 x ϕ 16,7 mm o $F_z = 8,76 \text{ cm}^2$ dołem, górą zaś dajemy 4 x ϕ 8,3 mm. Strzemiona ϕ 6 mm co 25 cm w przęśle i co 20 cm przy podporach. Stal 34 Gs o $Q_r = 4200$ at, beton $R_w = 200$ at. Należy przyjąć płyty trzykanałowe typ ciężki produkowane przez producenta.

Poz. 5.3. Płyty i.w lecz o szerok. 60 cm - rozp. l = 1,05 x 5,71 = 6,00 m

Obc. $1080 \times 60 = 648$ kG/mb

$$M_{max} = \dots\dots\dots 0,125 \times 648 \times 600^2 = 2333 \text{ kGm}$$

$$S_b = \frac{2333 \times 1,6}{60 \times 21^2 \times 155} = \frac{373300}{4101300} = 0,091 \quad \gamma = 0,952$$

$$F_z = \frac{233300 \times 1,6}{0,952 \times 21 \times 4200} = \frac{373300}{83960} = 4,45 \text{ cm}^2$$

Projektujemy zbrojenie 3 x ϕ 16,7 mm, Stal 34 Gs o $Q_r = 4200$ at dołem i 3 x ϕ 8,3 mm górą. strzemiona ϕ 6 mm co 20 cm. Beton $R_w = 200$ at.

Należy przyjąć płyty dwukanałowe - typ ciężki produkowane przez producenta.

Poz. 6. Schody-

Schody żelbetowe o płytach biegowych wspartych na belkach spocznikowych, wylewane na mokro z betonu marki $R_w = 170$ at i stali $Q_r = 2500$ at.

przyjęto stopnie o wym. 16×30 cm $\text{tg } \alpha = \frac{16}{30} = 0,5333$ $\alpha = 28^\circ$

Obliczenie płyty biegu: rozp. $1 = 2,70 + 0,10 \times 2 = 2,90$ m

Obciążenia: na 1 m^2 rzutu poziomego

- tynk od spodu płyty $0,015 \times 1900 : 0,8829 = \dots\dots\dots$	33,- kg/m^2
- ciężar własny płyty $12 \times 2400 : 8829 \dots\dots\dots$	326,- "
- stopnie $/16 \times 30 \times 0,5 \times 2200/ : 0,30 = \dots\dots\dots$	176,- "
- okładzina lastr. $/0,02 \times 16+30/ \times 2300/ : 0,30 = \dots\dots\dots$	73,- "
- obciążenie użytkowe $\dots\dots\dots$	400,- "
<u>razem $q =$</u>	<u>1000,- kg/m^2</u>

$$M_{\max} = \frac{1000 \times 2,90^2}{10} = 841 \text{ kGm}$$

Wymiarowanie: beton $R_w = 170$ at $R_m = 155$ at stal $Q_r = 2500$ at
 $h = 12$ cm $h_1 = 10,5$ cm $b = 100$ cm $s = 1,8$

$$S_b = \frac{84100 \times 1,8}{100 \times 10,5^2 \times 155} = \frac{151400}{1708875} = 0,088 \quad \gamma = 0,954$$

$$F_z = \frac{84100 \times 1,8}{0,954 \times 10,5 \times 2500} = \frac{151400}{24940} = 6,10 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie płyty prętami $\phi 10$ mm co 10 cm o $F_z = 7,85 \text{ cm}^2$
 pręty co drugi odginamy do góry w odległości $1/5$ od podpór.
 Pręty montażowe $\phi 6$ mm co 30 cm.

Poz. 7. Obliczenie spocznika przy oknie: Rozp 1 = $1,05 \times 320 = 3,36$ m

Obciążenia:

- ciężar własny płyty $0,10 \times 2400 = \dots\dots\dots$	240,- kg/m^2
- wykładzina lastrikowa $0,02 \times 2700 = \dots\dots\dots$	54,- "
- tynk cem-wapienny $0,015 \times 1900 = \dots\dots\dots$	29,- "
- obciążenia użytkowe $\dots\dots\dots$	400,- "
<u>razem $q =$</u>	<u>725,- kg/m^2</u>

$$M_{\max} = 0,125 \times 725 \times 336^2 = 1020 \text{ kGm}$$

Wymiarowanie:

beton $R_w = 170$ at stal $Q_r = 2500$ at. $R_m = 155$ at. $b = 100$ cm
 $h = 10$ cm $h_1 = 8,5$ cm $s = 1,8$

$$S_b = \frac{102000 \times 1,8}{100 \times 8,5^2 \times 155} = \frac{183600}{1119875} = 0,162 \quad \gamma = 0,910$$

$$F_z = \frac{102000 \times 1,8}{0,910 \times 8,5 \times 2500} = \frac{183600}{20000} = 9,15 \text{ cm}^2$$

Projektujemy zbrojenie płyty prętami $\phi 12$ mm co $12,5$ cm, odginając co drugi pręt do góry w odległości $1/5$ od podpór. Pręty montażowe $\phi 6$ mm co 30 cm.

Poz. 8. Belka biegu i spocznika przy oknach. rozp. 1 = 1,05 x 320 = 3,36 m
Obciążenia:

- z płyty biegowej 1000 x 2,90 : 2 =	1450,- kg/mb
- ciężar własny belki 20 x 34 x 2400 =	160,- "
- z tynku 0,70 x 29 =	21,- "
- częściowo ze spocznika	100,- "
razem	1731,- "

$$M_{max} = 0,125 \times 1731 \times 336^2 = 2430 \text{ kGm}$$

Wymiarowanie: beton $R_w = 170$ at stal $Q_r = 4200$ at $R_m = 155$
 $h = 34 \text{ cm}$ $h_1 = 31 \text{ cm}$ $S = 1,8$ $b = 20 \text{ cm}$

$$S_b = \frac{243000 \times 1,8}{20 \times 31^2 \times 155} = \frac{437400}{2979100} = 0,146 \quad \gamma = 0,920$$

$$F_z = \frac{M_n = 437400}{0,920 \times 31 \times 4200} = \frac{437400}{119784} = 3,65 \text{ cm}^2$$

Przyjmujemy zbrojenie dołem 4 x ϕ 11,7 mm odginając 2 pręty do góry przy podporach. Górą dajemy 2 x ϕ 8,3 mm. Stal $Q_r = 4200$ at.

Reakcje: $R_A = R_B = 1731 \times \frac{336}{2} = 2910 \text{ kG}$

Sprawdzenie naprężeń głównych: belka o wym 20 x 34 cm

Naprężenia dopuszczalne $\sigma_d = \frac{15,5}{2} = 7,75 \text{ kG/cm}^2$

$$\sigma_g = \frac{R_A}{0,85 \times b \times h_1} = \frac{2910}{0,85 \times 20 \times 31} = 5,54 \text{ kG/cm}^2 < \sigma_d$$

Strzemiona ϕ 6 mm co 20 cm

Poz. 9 Podciąg-belka nad wejściem schodów nad parterem.

$$\text{rozpiętość } l = 1,05 \times 1,70 = 1,78 \text{ m}$$

Obciążenia:

Obciążenia :

- ze stropu nad parterem z poz. 5	=	1080 x 6,00 : 2	=	3.240,-	kg/mb
- z płyty biegowej z poz. 6	=	1000 x 2,90 : 2	=	1.450,-	"
- ciężar własny 20 x 34 x 2400	=		160,-	"
razem				4.850,-	kg/mb

$$M_{max} = 0,125 \times 4850 \times 1,78^2 = 1920 \text{ kGm}$$

Wymiarowanie: beton $R_w = 170$ at stal $Q_r = 4200$ at $R_m = 155$
 $h = 34 \text{ cm}$ $h_1 = 31 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$ $S = 1,8$

$$S_b = \frac{192000 \times 1,8}{25 \times 31^2 \times 155} = \frac{345600}{2979100} = 0,114 \quad \gamma = 0,940$$

$$F_z = \frac{M_n = 345600}{0,940 \times 31 \times 4200} = \frac{345600}{122388} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Projektuje się zbrojenie dołem 4 x ϕ 10 o $F_z = 3,16 \text{ cm}^2$ odginając 2 pręty do góry przy podporach. Górą dajemy 2 x ϕ 8,3 mm. Stal 4200

Reakcje $R_A = R_B = 4850 \times 1,78 / 2 = \dots 4,300 \text{ kG}$

Sprawdzenie naprężeń głównych:

$$\sigma_g = \frac{4,300}{0,85 \times 25 \times 31} = \frac{4,300}{658} = 6,53 \text{ kG/cm}^2 < \sigma_d = \frac{15,5}{2} = 7,75 \text{ kG/cm}^2$$

minimalne przekroczenia. Strzemiona ϕ 6 mm co 20 cm

Poz. 10. Podciąg - belka w stropodachu nad klatką schodową:
rozp. 1 = $1,05 \times 320 = 3,36 \text{ m}$.

Obciążenia:

- ze stropodachu z poz. 1.	$669 \times 10,17 : 2 = \dots\dots\dots$	3.400,- kg/mb
- ciężar własny	$25 \times 40 \times 2400 = \dots\dots\dots$	240,- "
- tynk cem-wap	$1,00 \times 0,015 \times 1900 = \dots\dots\dots$	29,- "
razem q =		3.669,- kg/mb

$$M_{\max} = 0,125 \times 3669 \times 336^2 = 4325 \text{ kGm}$$

Wymiarowanie beton $R_w = 170$ at $R_m = 155$ stal $Q_r = 4200$ $b = 25 \text{ cm}$
 $h = 40 \text{ cm}$ $h_1 = 37 \text{ cm}$ $S = 1,8$

$$S_b = \frac{432500 \times 1,8}{25 \times 37^2 \times 155} = \frac{778500}{5303875} = 0,142 \quad \gamma = 0,923$$

$$F_z = \frac{M_{\max} = 778500}{0,923 \times 37 \times 4200} = \frac{778500}{143450} = 5,36 \text{ cm}^2$$

Projektujemy zbrojenie dołem $4 \times 13,3$ o $F_z = 5,36 \text{ cm}^2$ odginając
2 pręty przy podporach do góry. Górą zbroimy $2 \times \phi 8,3 \text{ mm}$ Stal 34Gs
o $Q_r = 4200$ at.

Reakcje $R_A = R_B = 3669 \times 336 : 2 = 6165 \text{ kG}$

$$\text{Napężenia główne } \sigma = \frac{6165}{0,85 \times 25 \times 37} = \frac{6165}{786} = 7,84 \text{ kg/cm}^2 >$$

$$> \sigma_d = \frac{15,5}{2} = 7,75 \text{ kg/cm}^2$$

Strzemiona $\phi 6 \text{ mm}$ co 15 cm przy podporach i co 20 cm w przęśle.

Poz. 11 Nadproża w ścianach szczytowych pietra: rozp 1 = $1,05 \times 180 = 189$

Obciążenia:

- ze ściany	$0,25 \times 80 \times 1800 = \dots \text{nad. dachem} \dots\dots\dots$	360,- kg/m ²
- ze ściany zewn.	$0,50 \times 0,38 \times 1800 = \dots\dots\dots$	342,- "
- z wieńca	$0,25 \times 30 \times 2400 = \dots\dots\dots$	180,- "
- ciężar własny nadproża	$0,25 \times 19 \times 2400 = \dots\dots\dots$	120,- "
razem q =		1.000,- "

$$M_{\max} = 0,125 \times 1000 \times 189^2 = 451 \text{ kGm} \quad \text{beton } R_w = 140 \quad R_m = 135$$

$$S_b = \frac{45100 \times 1,6}{38 \times 17^2 \times 135} = \frac{72200}{1482570} = 0,048 \quad \gamma = 0,975$$

$$F_z = \frac{45100 \times 1,6}{0,975 \times 17 \times 2500} = \frac{72200}{41437} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Projektujemy zbrojenie $1 \times \phi 10 \text{ mm}$ w każdej belce.

Przyjmujemy 3 nadproża L-19 Nr 3 o długości 200 cm w każdym nadprożu.

Poz. 12. Nadproża i. w lecz w ścianie szczytowej parteru:

Obciążenia:

- z poz. 11	$\dots\dots\dots$	1.000,- kg/mb
- ciężar wieńca nad parterem	$25 \times 35 \times 2400 = \dots\dots\dots$	210,- "
- ciężar okna	$\dots\dots\dots$	50,- "
- ciężar muru	$38 \times 80 \times 1800 = \dots\dots\dots$	550,- "
- ciężar własny nadproża	$38 \times 19 \times 2400 = \dots\dots\dots$	182,- "
razem q =		1.992,- "

Poz. 13 Daszek nad wejściem do budynku.

wysięg $Q_0 = 1,50 \text{ m}$

Obciążenia:

- ciężar własny $/0,07 + 0,10/ \times 0,5 \times 2400 =$	204,-	kg/m ²
- tynk $0,015 \times 1900 =$	29,-	"
- szlichta cementowa $0,025 \times 2100 =$	53,-	"
- 2 x papa na lepiku	12,-	"
- śnieg $s = 70 \times 4 = 280 =$	280,-	"

$q =$ 578 kg/m²

$$a = / 1,50 + 0,12/ \times 1,025 = 1,68$$

$$M = 578 \times 1,68^2 / \times 0,5 = 816 \text{ kgm}$$

wymiarowanie: $b = 100 \text{ cm}$ $h = 10 \text{ cm}$ $h_1 = 8 \text{ cm}$ $R_w = 170 \text{ at}$
St34Gs

$$S_b = \frac{816 \text{ kgm} \times 1,6}{100 \times 8^2 \times 155} = \frac{130600}{992000} = 0,131 \rightarrow \gamma = 0,930$$

$$F_z = \frac{81600 \times 1,6}{0,930 \times 8 \times 4200} = \frac{130600}{31250} = 4,2 \text{ cm}^2$$

projektujemy ϕ 8,3 co 10 cm o $F_z = 5,40 \text{ cm}^2$, zbrojenie
rozdzielcze ϕ 6 mm co 25 cm, ^{Daszek} zamocowany w ścianie i wienku

Poz. 14. Nadproża nad oknami w ścianach zewnętrznych rozp. /piętra/

$$l = 1,05 \times 91 = 0,96 \text{ m.}$$

Obciążenia:

- ze stropodachu z poz. 1 = $669 \times /6,00: 2 / =$	2,007,-	kg/mb
- ciężar wienca $25 \times 35 \times 2400 =$	210,-	"
- ciężar muru $0,38 \times 0,30 \times 1800 =$	205,-	"
- ciężar własny $0,38 \times 19 \times 2400 =$	180,-	"

$q =$ 2,600,- "

$$M_{\max} = 0,125 \times 96^2 \times 2600 = 300 \text{ kgm}$$

Przyjmujemy nadproża L-19 Nr 3 o długości 120 cm po 3 szt w każdym nadprożu okiennym.

Poz. 15. Nadproża nad oknami i.w lecz parteru. ściany podłużn. zewn.

$$\text{rozp. } l = 1,05 \times 91 = 96 \text{ cm} = 0,96 \text{ m}$$

Obciążenia:

- z poz 14 =	2,600,-	kg/mb
- z okna na piętrze	30,-	"
- mur podokienny $80 \times 38 \times 1800 =$	547,-	"
- ze stropu nad parterem $1080 \times /6,00: 2/ =$	3,240,-	"
- ciężar wienca $25 \times 35 \times 2400 =$	210,-	"
- ciężar własny nadproża $38 \times 19 \times 2400 =$	180,-	"
- ciężar tynku $160 \times 2 \times 29 =$	94,-	"

$q =$ 6,900,- kg/mb

$$M_{\max} = 0,125 \times 96^2 \times 6900 = 860 \text{ kgm}$$

$$S_b = \frac{86000 \times 1,6}{38 \times 17^2 \times 155} = \frac{138000}{1602210} = 0,080 \rightarrow \gamma = 0,958$$

$$F_z = \frac{138000}{0,958 \times 17 \times 4200} = \frac{138000}{71000} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Przyjmujemy po 3 szt nadproża L-19 Nr 3 o dług. 120 cm ze zbr. ϕ 10 mm

Poz. 16. Nadproże drzwiowe w ścianie wewnętrznej konstrukcyjnej,
podłużnej grub. 25 cm - na piętrze: $l = 1,05 \times 96 = 0,96 \text{ m}$

Obciążenia:

- z poz. 1 z dachu i stropu	$669 \times /10,17 : 2/ = \dots$	3.400,-	-kG/mb
- z muru 25 x 0,80 x 1800 =	360,-	"
- z tynku 0,015 x 190 x 0,80 x 2 =	46,-	"
- ciężar własny 25 x 19 x 2400 =	115,-	"
razem q =		3.925,-	-kG/mb

$$M = 0,125 \times 3925 \times 96^2 = 488 \text{ kGm}$$

Projektuje się dwie belki pref. L-19 Nr 3 o dług. 1,20 m

Poz. 17. Nadproże drzwiowe w ścianie wewnętrznej konstrukcyjnej, podłuż-
nej, grub. 25 cm na parterze: rozp. $l = 1,05 \times 0,91 = 0,96 \text{ m}$

Obciążenia:

- z poz. 16 =	3.925,-	-kG/mb
- ze stropu nad parterem z poz. 5	5.486,-	"
$/1,080,- \times /10,17 : 2/ =$	270,-	"
- z muru 25 x 60 x 1800 =	46,-	"
- z tynku 80 x 2 x 0,015 x 1900 =	115,-	"
- ciężar własny 25 x 19 x 2400 =		
razem Q =		9.842,-	-kG/mb

$$M = 0,125 \times 9.842,- \times 0,96^2 = 1230 \text{ kGm.}$$

Projektujemy nadproża pref. L-19 Nr 4 o dług. 150 cm po 2 szt.
w jednym nadprożu.

Poz. 18. Ława Nr. 1. pod mur wewnętrzny, podłużny konstrukcyjny
grub. 25 cm.

Obciążenia:

- ze stropodachu z poz. 1	$/669 \times /10,17 : 2/ = \dots$	3.400,-	-kG/mb
- z muru piętra 25 x 2,90 x 1800 =	1.305,-	"
- ze stropu nad parterem z poz. 5	5.486,-	"
$1,080 \times /10,17 : 2/ =$	1.305,-	"
- z muru przyziemia 25 x 290 x 1800 =	660,-	"
- z fundamentu/ściany/ 25 x 120 x 2200 =	732,-	"
- z ławy fundamentowej 95 x 35 x 2200 =	348,-	"
- z tynków 6,00 x 2 x 0,015 x 1900 =	560,-	"
- ciężar gruntu nad ławą 35 x 2 x 100 x 800 =		
razem P =		13.800,-	-kG/mb

sprawdzenie napreżeń:

$$\sigma = \frac{13.800}{95 \times 100} = 1,46 \text{ kG/cm}^2 < \sigma_{\text{dop}} = 1,5 \text{ kG/cm}^2.$$

Projektujemy ławę z betonu R_w = 140 at o wym. 105 x 40 cm

$$\sigma = \frac{13.900}{105 \times 100} = 1,32 \text{ kG/cm}^2 < \sigma_{\text{dop}} = 1,5 \text{ kG/cm}^2$$

Przyjęto ławę o szerokości 105 cm ze względu na wystąpienie większych obciążeń na uskokach ławy od strony połdn-zachodniej budynku.

Poz. 19. Ława Nr 2 pod ścianę zewnętrzną podłużną od strony ulicy Bojowników. strona północno-zachodnia.

Obciążenia:

- ze stropodachu z poz. 1	$669 \times /571 : 2/ = \dots\dots$	1.910,-kg/mb
- z muru pietra	$38 \times 2,90 \times 1800 = \dots\dots\dots$	1.984,- "
- ze stropu nad przyziemiem z poz. 5	$1.080 \times /571 : 2/ = \dots\dots$	3.080,- "
- z muru przyziemia	$38 \times 290 \times 1800 = \dots\dots\dots$	1.984,- "
- z wieńców	$35 \times 38 \times 2400 = x \cdot 2 = \dots\dots\dots$	640,- "
- z tynków	$6,00 \times 2 \times 0,015 \times 1900 = \dots\dots\dots$	350,- "
- ze ściany fundamentowej	$40 \times 1,50 \times 2200 = \dots\dots$	1.320,- "
- z ławy fundamentowej	$90 \times 40 \times 2200 = \dots\dots\dots$	800,- "
- ciężar gruntu	$25 \times 2 \times 100 \times 800 = \dots\dots\dots$	400,- "
razem P =		12.470,- kg/mb

Sprawdzenie naprężeń:

$$\sigma = \frac{12.470}{90 \times 100} = 1,39 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{dop.}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Projektujemy ławę z betonu żwirowego $R_w = 140$ at o wym. 90 x 40 cm.

Poz. 20. Ława Nr 3 pod ścianę podłużną zewnętrzną od strony połudn-wschodniej.

Obciążenia:

- ze stropodachu z poz. 1.	$669 \times /421 : 2/ = \dots\dots\dots$	1.410,-kg/mb
- z muru pietra	$38 \times 2,90 \times 1800 = \dots\dots\dots$	1.984,- "
- ze stropu nad przyz.	$1.080 \times /421 : 2/ = \dots\dots\dots$	2.268,- "
- z muru przyziemia	$38 \times 2,90 \times 1800 = \dots\dots\dots$	1.984,- "
- z wieńców	$35 \times 38 \times 2400 \times 2 = \dots\dots\dots$	640,- "
- z tynków	$6,00 \times 2 \times 0,015 \times 1.900 = \dots\dots\dots$	350,- "
- ze ściany fundamentowej	$40 \times 1,70 \times 2200 = \dots\dots\dots$	1.496,- "
- z ławy fundamentowej	$80 \times 40 \times 2200 = \dots\dots\dots$	704,- "
- ciężar gruntu nad ławą	$0,20 \times 2 \times 160 \times 800 = \dots\dots$	512,- "
- z tynków na fundamencie	$0,05 \times 1,20 \times \dots\dots\dots$	35,- "
razem P =		11.380,- "

Sprawdzenie naprężeń:

$$\sigma = \frac{11.380}{80 \times 100} = 1,42 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{dop.}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Projektuje się ławę o wym 80 x 40 z betonu żwirowego $R_w = 140$ at.

Poz. 21. Ława Nr 4 pod ścianę szczytową od strony połudn-zachodniej:

Obciążenia:

- z muru szewn. grub. 38 cm	$6,80 \times 1800 = \dots\dots\dots$	4.651,-kg/mb
- z wieńców	$38 \times 35 \times 2400 = \dots\dots\dots$	320,- "
- ze ściany fundamentowej	$1,70 \times 40 \times 2200 = \dots\dots\dots$	1.500,- "
- z ławy fundamentowej	$50 \times 30 \times 2200 = \dots\dots\dots$	330,- "
- z tynku	$870 \times 2 \times 0,015 \times 1900 = \dots\dots\dots$	505,- "
razem P =		7.300,-kg/mb

Sprawdzenie napreżeń:

$$\sigma = \frac{7.300}{50 \times 100} = 1,46 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{dop}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Projektuje się ławę o wym. 60 x 30 cm z betonu żwirowego $R_w = 140 \text{ at.}$

Poz. 22. Ława Nr. 5. pod ścianę poprzeczną wewnętrzną przy klatce schodowej:

Obciążenia:

- częściowo z dachu z poz. 1	669,- x 0,25 =	170,- kg/mb
- ciężar własny ściany	0,25 x 6,20 x 1800 =	2790,- "
- z fundamentu	1,00 x 0,30 x 2200 =	660,- "
- z ławy fundamentowej	50 x 30 x 2200 =	330,- "
- obc. gruntem nad ławą	25 x 100 x 800 =	200,- "
- z tynków obustronnie	0,015 x 6,00 x 2 x 1800 =	348,- "
- dodatkowo ze schodów/belki/i płyty/podestu/			
	725 x 1,80 =	1305,- "
		razem P =	5,803,- "

Sprawdzenie napreżeń:

$$\sigma = \frac{5.803,-}{50 \times 100} = 1,16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{dop}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Projektuje się ławę o szerokości 50 cm i 30 cm wysokości z betonu $R_w = 140 \text{ at.}$

Poz. 23- sprawdzenie nośności muru wewnętrznego /ściany konstrukcyjnej/ Mur z cegły ceramicznej kl. 100 na zaprawie cem-wap marki "50" grub. ściany 25 cm. Wysokość wyboconeniowa $l_0 \neq 2,90 \text{ m.}$ Klasa wykonawstwa B.

Obciążenia:

- z poz. 1 ze stropodachu	699 x /10,93-0,76/: 2=	...	3.404,- kg/
- z poz. 2 ze stropu nad przyz.	5,08 x 1,080 =	5.486,- "m
- z muru	290 x 2 x 0,25 x 1800 =	2.610,- "
- z tynków	0,015 x 5,50 x 2 x 1800 =	320,- "
		razem P =	12.000,- kg/mb

Ściana obc. osiowo siłą 12 ton/mb

Graniczna wartość siły obliczeniowej przy uwzgl. wsp. przeciążenia

1,3 wynosi. $\Sigma = 12,0 \text{ T} \times 1,3 = 15,6 \text{ T/m}$

Obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie:

$$R_{kc} = R_{nck} = 30 \times 0,50 = 15$$

$$\lambda_z = \frac{l_0}{b} \sqrt{\frac{1000}{a_s}} \quad \lambda_z = \frac{290}{25} \sqrt{\frac{1000}{900}} = 11,6 \quad \varphi = 0,87$$

$$mFR_{kc} \varphi = 0,75 \times 2500 \times 15 \times 0,87 = 24,470 > 15,6 \text{ kg.}$$

Nośność muru wystarczająca.

Poz. 24. Obliczenie nośności filarka między-okiennego w poziomie podokienika parteru:

- Obciążenia: ze stropodachu $699 \times 571:2 = \dots\dots$	1.910,-kg/mb
- z muru piętra $38 \times 290 \times 1800 = \dots\dots\dots$	1.984,- "
- ze stropu nad przyziemiem $1.080 \times /571:2/ = \dots$	3.080,- "
- z murów przyziemia do wys. parteru $2,05 \times 38 \times$ $\times 1800 = \dots\dots\dots$	1.370,- "
- z tynków $0,015 \times 5,20 \times 2 \times 1900 = \dots\dots\dots$	302,- "
- z wieńców $35 \times 38 \times 2400 \times 2 = \dots\dots\dots$	640,- "
<hr/>	
razem P =	9.300,- "

Nie potrąca się otworów okiennych i nie dolicza się przeciążeń
Pole przekroju filarka wynosi: $F = 0,51 \times 0,38 = 0,1938 \text{ m}^2$

Obl. wytrzymałości muru na ściskanie: $R_{kc} = R_{nck} = 30 \times 0,50 = 15/
= 15,00 \text{ kg/cm}^2$

Wsp. wybooczeniowy dla $\lambda_z = \frac{10}{b} \sqrt{\frac{1000}{A_s}} =$

$$\lambda_z = \frac{180}{38} \sqrt{\frac{1000}{900}} = 4,8 = 0,98$$

Sprawdzenie nośności przekroju:

Obciążenie na filar = $9300 \times /0,91 + 0,51/ = 13.200 \text{ kg}$

$$\frac{mFR_{kc}}{1 + \frac{E_{en}}{h-c}} = \frac{0,7 \times 0,38 \times 0,51 \times 13.200 \times 0,98}{1 + 1 \times 1 - \frac{7,2}{38}} = 17,100$$

$$17,100 > 13.200$$

Nośność filara jest wystarczająca.

Poz. 25. Stopa pod komin wentylacyjny"

Obciążenia:

- z muru komina $1,42 \times 38 \times 8,00 \times 1800 = \dots\dots$	7.750,-kg
- z tynków $1,42 + 0,38/x 2 \times 0,15 \times 1900 \times 8 =$	840,-kg
- z fundamentu $1,42 \times 0,38 \times 1,00 \times 2200 =$	1.230,-kg
<hr/>	
razem P =	9.820,-kg

Sprawdzenie naprężeń

$$\frac{9.820}{50 \times 1,52} = \frac{9.820}{7.600} = 1,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{dop} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Obliczenia wykonał:

.....
Ludwik Letkiewicz
upr. 868/75/Bg
SS 11 ust. 1. pkt 2