

**OCENA STANU TECHNICZNEGO ORAZ MOŻLIWOŚCI
NADBUDOWY BUDYNKU DAWNEJ PRALNI ŚWIĘTOKRZYSKIEGO
CENTRUM ONKOLOGII PRZY UL. ATRWIŃSKIEGO 3 W KIELCACH**



Obiekt: Budynek dawnej pralni Świętokrzyskiego Centrum Onkologii

Adres: ul. Artwińskiego 3, 25-734 Kielce

Zleceniodawca: Edan - Usługi Projektowe i Konsulting,
al. Kasprowicza 56/1, 51-137 Wrocław

Konstrukcje Budowlane Adam Klimek
ul. Alpejska 2/8, 50-573 Wrocław
tel. (071) 733-61-87, e-mail: biuro@kb.wroc.pl

| Autor opracowania: | Imię i nazwisko | Data | Podpis |
|--------------------|-----------------|---------------|--------|
| | Adam Klimek | 06.03.2023 r. | |

SPIS TREŚCI

| | |
|---|-----------|
| 1. WSTĘP | 2 |
| 1.1. DANE EWIDENCYJNE..... | 2 |
| 1.2. PRZEDMIOT OPRACOWANIA | 2 |
| 1.3. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA | 2 |
| 1.4. PODSTAWA OPRACOWANIA..... | 2 |
| 1.5. NORMY I OPRACOWANIA | 2 |
| 2. OGÓLNY OPIS KONSTRUKCJI BUDYNKU | 3 |
| 3. STAN TECHNICZNY KONSTRUKCJI BUDYNKU | 4 |
| 3.1. FUNDAMENTY..... | 4 |
| 3.2. ŚCIANY I SŁUPY PIWNIC | 5 |
| 3.3. ŚCIANY PARTERU..... | 6 |
| 3.4. STROP NAD PIWNICĄ..... | 6 |
| 3.5. KONSTRUKCJA SZKIELETOWA PARTERU | 6 |
| 3.6. KLATKA SCHODOWA | 7 |
| 3.7. ELEWACJE BUDYNKU..... | 7 |
| 4. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE | 7 |
| 4.1. OBCIĄŻENIA | 7 |
| 4.2. FUNDAMENTY..... | 8 |
| 4.3. SŁUPY W PIWNICY..... | 10 |
| 4.4. SŁUPY PARTERU | 12 |
| 4.5. ŻEBRA STROPU NAD PIWNICĄ | 15 |
| 4.6. PODCIĄGI STROPU NAD PIWNICĄ..... | 19 |
| 4.7. PŁYTA STROPU NAD PIWNICĄ..... | 26 |
| 4.8. WNIOSKI Z OBLICZEŃ..... | 28 |
| 5. WNIOSKI KOŃCOWE | 28 |
| 6. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA | 30 |

1. WSTĘP

1.1. Dane ewidencyjne

Zleceniodawca: Edan - Usługi Projektowe i Konsulting, al. Kasprowicza 56/1, 51-137
Wrocław

Obiekt: Budynek dawnej pralni Świętokrzyskiego Centrum Onkologii przy ul.
Artwińskiego 3 w Kielcach

1.2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest konstrukcja budynku, wymienionego w p. 1.1.

1.3. Cel i zakres opracowania

Cele opracowania są następujące:

- ocena stanu technicznego konstrukcji w/w budynku;
- ocena nośności istniejących elementów konstrukcyjnych;
- ocena możliwości nadbudowy budynku w systemie lekkiej zabudowy kontenerowej.

1.4. Podstawa opracowania

- zlecenie;
- oględziny budynku oraz dokumentacja fotograficzna, wykonane w dniu 07.02.2023 r.

1.5. Normy i opracowania

Opracowanie wykonano w oparciu o następujące normy i opracowania :

- [1] PN-82/B-02000, Obciążenia budowli - zasady ustalania wartości;
- [2] PN-82/B-02001, Obciążenia budowli - obciążenia stałe;
- [3] PN-82/B-02003, Obciążenia budowli - obciążenia zmienne technologiczne;
- [4] PN-77/B-02011, Obciążenia w obliczeniach statycznych, obciążenie wiatrem;
- [5] PN-80/B-02010, Obciążenia w obliczeniach statycznych, obciążenie śniegiem;
- [6] PN-81/B-03020, Posadowienie bezpośrednie budowli;
- [7] PN-B-03264:2002, Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, obliczenia statyczne i projektowanie;
- [8] udostępniony przez Zamawiającego archiwalny projekt architektoniczny budynku pralni, opracowany 1983 r. przez Biuro Studiów i Projektów Służby Zdrowia z Warszawy;
- [9] udostępniony przez Zamawiającego archiwalny projekt konstrukcji budynku

pralni, opracowany 1983 r. przez Biuro Studiów i Projektów Służby Zdrowia z Warszawy;

- [10] „Dokumentacja badań podłoża gruntowego, opinia geotechniczna o warunkach gruntowo wodnych podłoża”, opracowana przez mgr inż. Zygmunta Gawęckiego oraz mgr inż. Wojciecha Gawęckiego w marcu 2023 r.
- [11] Winniczek W., „Wytyczne w sprawie opracowania ekspertyz techniczno-ekonomicznych i przeglądów sprawności technicznej budynków mieszkalnych”, CUTOB PZITB, Warszawa-Wrocław, 1986;
- [12] udostępnione przez Zamawiającego archiwalne obliczenia statyczne nadbudowy w systemie kontenerowym, opracowane przez mgr inż. Macieja Glibowskiego dla innego obiektu.

2. OGÓLNY OPIS KONSTRUKCJI BUDYNKU

Wiek budynku (fot. 1) wynosi około 35-40 lat , według [8] i [9] dokumentacja projektowa pochodzi z r. 1983. Z analizy porównawczej materiałów [8] i [9] oraz oględzin budynku wynika, że budynek zrealizowano zgodnie z projektem. Skonstruowany jest on następująco:

- liczba kondygnacji: 2 (parter + piwnica pod całym budynkiem);
- posadowienie bezpośrednie na stopach i ławach fundamentowych żelbetowych; poziom posadowienia jest jednakowy dla wszystkich fundamentów i wynosi +279.20 m n.p.m; względny poziom posadowienia wynosi -5.10 m względem poziomu 0.00 m posadzki na parterze;
- układ nośny budynku jest monolityczny żelbetowy, szkieletowy w układzie poprzecznym;
- budynek posiada 2 wzajemnie prostopadłe dylatacje: w osiach 6-7 oraz E-F; dylatacje przecinają cały budynek włącznie ze ścianami piwnic, nie przecinają stóp fundamentowych;
- ściany piwnic: żelbetowe;
- siatka słupów w piwnicy wynosi 6.00x6.00 m;
- strop nad piwnicami wykonano jako monolityczny płytowo-żebrowy; żebra rozmieszczone są w rozstawach co 2.0 m i opierają się na podciągach żelbetowych; podciągi rozmieszczone są w głównych osiach modułarnych budynku, co 6.0 m;
- siatka słupów parteru jest zróżnicowana i wynosi:
 - 6.00x18.00 m w części wyższej, produkcyjno-magazynowej w osiach 1-9/B-E;

- 6.00x6.00 m w pozostałych częściach budynku;
- nad częścią produkcyjno-magazynową w osiach 1-9/B-E dach nad parterem wykonany jest w postaci dźwigarów strunobetonowych SBSFF-90/18 o rozpiętości 18.0 m, w rozstawach co 6.0 m; dach jest przekryty typowymi prefabrykowanymi płytami żebrowymi typu EK-7001;
 - nad pozostałą (niższą) częścią budynku stropodach jest przekryty prefabrykowanymi kanałowymi płytami stropowymi, opartymi na podciągach monolitycznych; fragmentarycznie w miejscach dużych otworów technologicznych wykonano stropodach żelbetowy monolityczny;
 - klatka schodowa z piwnicy na parter jest 2-biegowa, żelbetowa monolityczna o konstrukcji płytowej;
 - ściany osłonowe parteru: z bloczków gazobetonowych o grubości 37 cm; ściany usztywnione są w 2 poziomach wieńcami żelbetowymi;
 - ściany zewnętrzne parteru w osi J/1-2 oraz J/9-10 w sąsiedztwie tunelu: żelbetowe, kontynuowane z piwnicy;
 - sztywność przestrzenna budynku, w tym na obciążenia poziome wiatrem, została zapewniona przez układ szkieletowy, połączony tarczą stropu nad piwnicą.

3. STAN TECHNICZNY KONSTRUKCJI BUDYNKU

Stan techniczny poszczególnych elementów konstrukcji budynku oceniono zgodnie z klasyfikacją przedstawioną w opracowaniu [11]. Według tej klasyfikacji wyróżnia się pięć następujących stanów zachowania elementów:

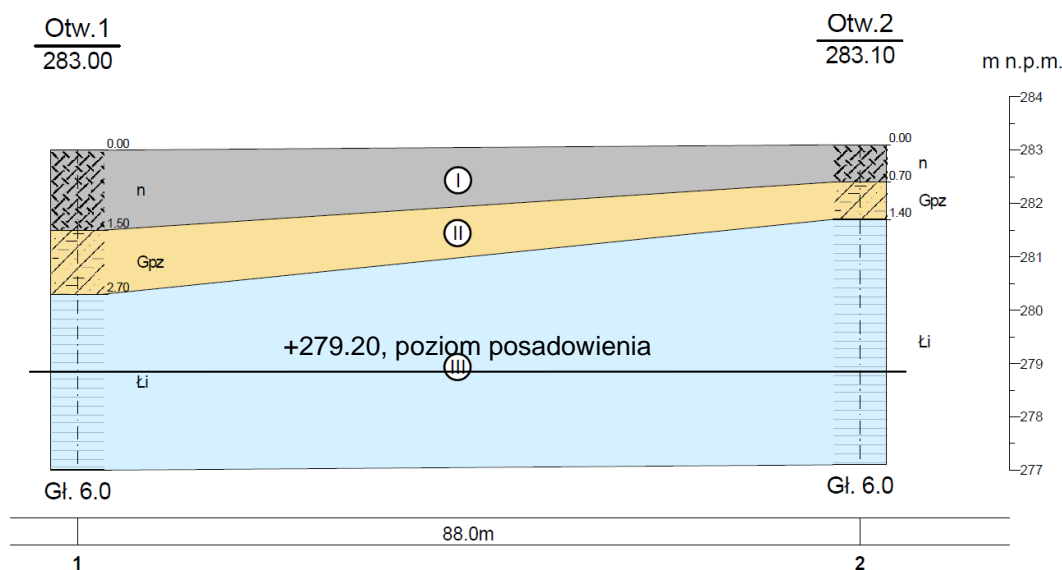
- stan dobry, stopień zużycia elementu 0-15 %,
- stan zadowolający, stopień zużycia elementu 16-30 %,
- stan średni (dostateczny), stopień zużycia elementu 31-50 %,
- stan lichy (nieodpowiedni), stopień zużycia elementu 51-70 %,
- stan zły, stopień zużycia elementu 71-100 %.

Poniżej przedstawiono ocenę stanu poszczególnych elementów konstrukcyjnych.

3.1. Fundamenty

Budynek posadowiony jest w sposób bezpośredni, na ławach i stopach fundamentowych żelbetowych na rzędnej bezwzględnej +279.20 m n.p.m. W opracowaniu [10] podano warunki gruntowe, ustalone podstawie wierceń wykonanych w bezpośrednim sąsiedztwie

budynku. Przekrój geotechniczny poprowadzony pod budynkiem w kierunku północ-południe pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Przekrój geotechniczny za opracowaniem [10]

Jak wynika z rys. 1, budynek jest posadowiony w warstwie łupków ilastych o wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie $R_c = 4.0$ MPa. Jest to bardzo dobre podłoże budowlane o znacznej nośności.

Wody gruntowej do głębokości wierceń (6.0 m) nie stwierdzono.

Stan posadowienia budynku oceniono metodą pośrednią, poprzez analizę stanu zachowania, odkształceń i uszkodzeń elementów konstrukcji budynku z uwagi na występujące osiadania. Konstrukcja budynku nie wykazuje uszkodzeń charakterystycznych dla nadmiernych lub nierównomiernych osiadań fundamentów, również posadzki w piwnicy nie noszą oznak wypierania przez grunt, co świadczy o odpowiedniej nośności podłoża gruntowego. Stan posadowienia budynku jest ogólnie „dobry”. Odpowiednią nośność fundamentów budynku wykazano również w części obliczeniowej niniejszego opracowania.

3.2. Ściany i słupy piwnic

Ściany i słupy piwnic wykonane są jako żelbetowe monolityczne (fot. 2). Znajdują się one w następującym stanie technicznym:

- nie posiadają widocznych pęknięć ani innych oznak utraty stateczności lub nierównomiernych osiadań;
- ściany zewnętrzne nie wykazują odkształceń od parcia gruntu;
- w ścianach występują lokalnie drobne uszkodzenia pochodzenia mechanicznego; nie

mają one znaczenia z punktu widzenia nośności.

Ogólnie ściany i słupy piwnic znajdują się w „zadowalającym” stanie technicznym; ich nośność jest wystarczająca.

3.3. Ściany parteru

Ściany żelbetowe oraz murowane parteru są stateczne, nie posiadają zarysowań oraz istotnych uszkodzeń; wykazują nieznaczne nierówności pochodzenia wykonawczego. Znajdują się w „zadowalającym” stanie technicznym.

3.4. Strop nad piwnicą

Strop nad piwnicą wykonano jako monolityczny płytowo-żebrowy (fot. 2). Żebra mają przekroje 25x50 cm i rozmieszczone są w rozstawach co 2.0 m. Opierają się na podciągach żelbetowych. Podciągi mają przekroje 40x65 cm i rozmieszczone są w głównych osiach modułarnych budynku, w rozstawach co 6.0 m. Zarówno żebra jak i podciągi wykonane są w większości jako kilkuprzęsłowe, w kilku miejscach jako wolnopodparte jednoprzęsłowe. Oparta na żebrach płyta żelbetowa ma grubość 12 cm. Strop znajduje się w następującym stanie technicznym:

- płyty, żebra i podciągi nie wykazują widocznych ugięć i zarysowań;
- lokalnie płyta stropowa posiada lokalnie wykonane wtórne przekucia na instalacje (fot. 3);
- strop w kilku miejscach posiada oznaki zalewania wodą pochodzącą z nieszczelnych instalacji (fot. 4).

Ogólnie strop znajduje się w „zadowalającym” stanie technicznym, w miejscach zalewanych wodą oraz osłabionych przekuciami w stanie „średnim”. Nośność stropu nie budzi zastrzeżeń.

3.5. Konstrukcja szkieletowa parteru

Konstrukcja szkieletowa parteru znajduje się w następującym stanie technicznym:

- dźwigary strunobetonowe nad częścią produkcyjno-magazynową w osiach 1-9/B-E o rozpiętości 18.0 m nie są odkształcane ani zarysowane, znajdują się w stanie „dobrym” (fot. 5);
- prefabrykowane płyt żebrowe EK-7001, oparte na w/w dźwigarach nie posiadają uszkodzeń ani odkształceń, znajdują się w stanie „dobrym”;
- podciągi oraz prefabrykowane kanałowe płyty stropowe nad pozostałą (niższą) częścią budynku nie posiadają uszkodzeń ani odkształceń (fot. 6); są w stanie „dobrym” ;

- konstrukcja szkieletowa posiada odpowiednią sztywność przestrzenną; nie wykazuje ona widocznych odkształceń od sił statecznościowych oraz od obciążeń poziomych od wiatru.

Ogólnie konstrukcja szkieletowa parteru znajduje się w „dobrym” stanie technicznym.

3.6. Klatka schodowa

Klatka schodowa jest 2-biegowa, żelbetowa, płytowa (fot. 7). Ogólnie jej konstrukcja znajduje się w „zadowalającym” stanie technicznym. Warstwa wykończeniowa z lastrico jest wyeksploatowana.

3.7. Elewacje budynku

Elewacje budynku posiadają lokalne ubytki tynków, powłoki malarskie są zabrudzone. Stolarka okienna jest wyeksploatowana (fot. 8), obróbki blacharskie częściowo skorodowane. Ogólnie elewacje budynku są w stanie „średnim”, lokalnie w „lichem”.

4. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

4.1. Obciążenia

Do analizy statyczno-wytrzymałościowej przyjęto obciążenia jak niżej. Ze względu na planowaną nadbudowę na istniejących stropodachach nie uwzględnia się obciążeń użytkowych i klimatycznych.

Obciążenie istniejących stropodachów nad częściami niższymi:

| | | | |
|-----------------------------------|----------|-------|----------|
| • papa: | 0.20 kPa | x1.3= | 0.26 kPa |
| • gładź cementowa 35 mm: | 0.74 kPa | x1.3= | 0.96 kPa |
| • eternit + styropian: | 0.19 kPa | x1.3= | 0.23 kPa |
| • płyta kanałowa 24 cm: | 3.50 kPa | x1.1= | 3.85 kPa |
| • tynk: | 0.15 kPa | x1.3= | 0.20 kPa |
| • instalacje podwieszane: | 0.50 kPa | x1.2= | 0.60 kPa |
| • RAZEM: | 5.28 kPa | | 6.10 kPa |
| • średni współczynnik obciążenia: | | | 1.15 |

Obciążenie istniejących stropów nad piwnicą:

| | | | |
|-------------------------|----------|-------|----------|
| • obciążenie użytkowe : | 6.00 kPa | x1.2= | 7.20 kPa |
| • ściany działowe: | 1.50 kPa | x1.2= | 1.80 kPa |

| | | | |
|--------------------------------------|-----------|-------|-----------|
| • warstwa wykończeniowa: | 0.63 kPa | x1.3= | 0.82 kPa |
| • gładź cementowa 4 cm: | 0.96 kPa | x1.3= | 1.25 kPa |
| • papa: | 0.10 kPa | x1.2= | 0.12 kPa |
| • styropian 2 cm: | 0.01 kPa | x1.2= | 0.01 kPa |
| • płyta żelbetowa 12 cm: | 3.00 kPa | x1.1= | 3.30 kPa |
| • żebra żelbetowe 25x38 cm co 2 m: | 1.19 kPa | x1.1= | 1.31 kPa |
| • podciąg żelbetowy 40x53 cm co 6 m: | 0.88 kPa | x1.1= | 0.97 kPa |
| • tynk: | 0.38 kPa | x1.3= | 0.49 kPa |
| • RAZEM: | 14.65 kPa | | 17.27 kPa |
| • średni współczynnik obciążenia: | | | 1.18 |

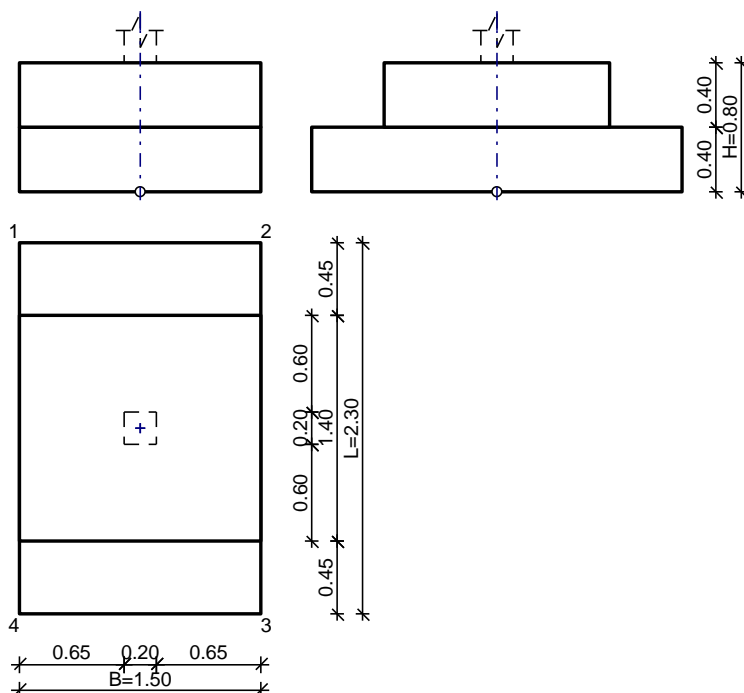
Obciążenie z nadbudowy w systemie kontenerowym, oszacowano według opracowania [12]:

| | | | |
|------------------------------|----------|--------|----------|
| • z nadbudowy 1 kondygnacji: | 11.7 kPa | x1.43= | 16.7 kPa |
| • z nadbudowy 2 kondygnacji: | 20.9 kPa | x1.44= | 30.1 kPa |

4.2. Fundamenty

Jako reprezentatywną przyjęto stopę fundamentową w osi D/8. Ze względu na dużą odległość otworów wiertniczych w opracowaniu [10] przyjęto możliwość wystąpienia przewarstwienia z gliny piaszczystej. Nośność stopy fundamentowej, wyznaczona z uwzględnieniem wymagań stanu granicznego nośności i użyteczności konstrukcji, podano poniżej.

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa schodkowa

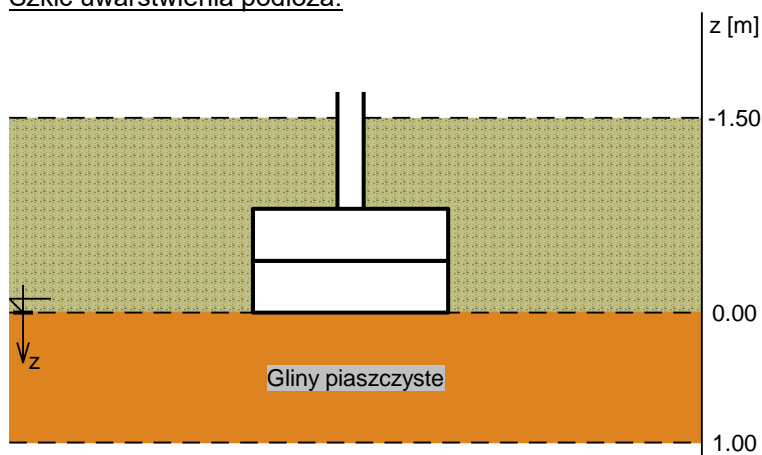
B = 1.50 m L = 2.30 m H = 0.80 m w = 0.40 m
 B_g = 1.50 m L_g = 1.40 m B_t = 0.00 m L_t = 0.45 m
 B_s = 0.20 m L_s = 0.20 m e_B = 0.00 m e_L = 0.00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1.50 m D_{min} = 1.50 m
 Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

| N r | nazwa gruntu | h [m] | nawodni ona | $\rho_o^{(n)}$ [t/m ³] | $\gamma_{f,min}$ | $\gamma_{f,max}$ | $\phi_u^{(r)}$ [°] | $c_u^{(r)}$ [kPa] | M_0 [kPa] | M [kPa] |
|--------|-------------------|-------|----------------|---------------------------------------|------------------|------------------|--------------------|----------------------|-------------|-----------|
| 1 | Gliny piaszczyste | 1.00 | nie | 2.20 | 0.90 | 1.10 | 19.80 | 36.00 | 65768 | 87669 |

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

| N r | typ obc. | N [kN] | T _B [kN] | M _B [kNm] | T _L [kN] | M _L [kNm] | e [kPa] | Δe [kPa/m] |
|--------|-------------|---------|---------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------|--------------------|
| 1 | długotrwałe | 2650.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 20.0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0.90$; $\gamma_{f,max} = 1.20$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0.81$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1.50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0.50$

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1.15$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: kombinacja nr 1

Decyduje nośność w poziomie: posadowienia fundamentu

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 3451.2 \text{ kN}$

$N_r = 2778.9 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0.81 \cdot 3451.2 \text{ kN} = 2795.5 \text{ kN} \quad (99.4\%)$

Osiadanie:

Decyduje: kombinacja nr 1

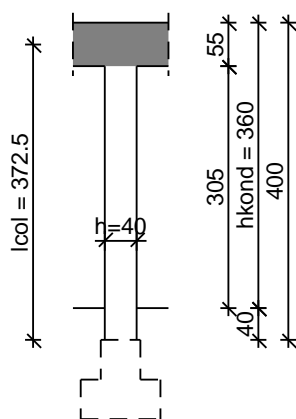
Osiadanie pierwotne $s' = 1.50 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0.00 \text{ cm}$, całkowite $s = 1.50 \text{ cm}$

$s = 1.50 \text{ cm} < s_{dop} = 2.00 \text{ cm} \quad (74.8\%)$

4.3. Słupy w piwnicy

Jako reprezentatywny przyjęto słup w osi D/8. Ze względu na usztywnienie przestrzenne stropu nad piwnicą oraz symetryczne obciążenie przekazywane na słup z podciągów słup obliczono jako osiowo ściskany. W obliczeniach uwzględniono drugorzędny moment zginający równy 20 kNm. Wyznaczoną nośność słupa podano poniżej.

SZKIC SŁUPA



GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 40.0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 40.0 \text{ cm}$

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego 55.00 cm

- Wysokość rygla prawego 55.00 cm

Wysokość kondygnacji $h_{kond} = 3.60 \text{ m}$

Odległość od górnej powierzchni fundamentu do kondygnacji 0.40 m

Węzeł dolny:

- Fundament

→ przyjęto wysokość słupa $l_{col} = 3.73 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja nieprzesuwna

- współczynnik długości wyboyczeniowej $\beta_x = 0.70$
- Z płaszczyzny obciążenia:
- konstrukcja przesuwna
- współczynnik długości wyboyczeniowej $\beta_y = 0.70$

OBCIĄŻENIA SŁUPA

| | typ wykresu | N_{Sd} [kN] | $N_{Sd,lt}$ [kN] | $M_{1Sd,x}$ [kNm] | $M_{3Sd,x}$ [kNm] | $M_{2Sd,x}$ [kNm] |
|----|---------------|---------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 1. | prostoliniowy | 1560.00 | 1560.00 | 20.00 | -- | -20.00 |

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 16.39$ kN

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: B15 (C12/15) $\rightarrow f_{cd} = 8.00$ MPa, $f_{ctd} = 0.73$ MPa, $E_{cm} = 27.0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25.0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3.40$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-III (34GS) $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów $\phi = 18$ mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów $\phi = 12$ mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (St3SX-b) $\rightarrow f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPa

Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-0 (St0S-b)

Średnica prętów $\phi = 10$ mm

Otulenie:

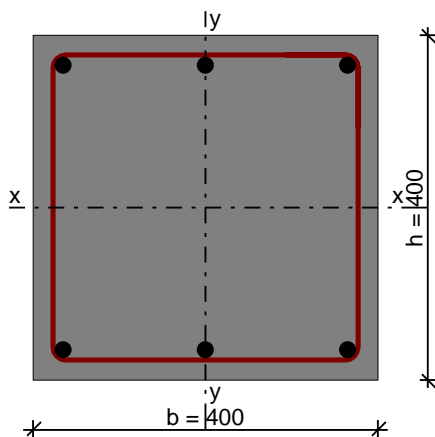
Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0.3$ mm

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po $3\phi 18$ o $A_s = 7.63 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po $2\phi 18$ o $A_s = 5.09 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto $6\phi 18$ o $A_s = 15.27 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.95\%$)

Warunek nośności:

- dla $N_d = 1560.00 \text{ kN}$: $M_{d,x} = 40.80 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 43.86 \text{ kNm}$

- dla $N_d = 1576.39 \text{ kN}$: $M_{d,x} = (-)41.02 \text{ kNm} > M_{Rd,x,odp,min} = (-)41.05 \text{ kNm}$

- dla $M_{d,x} = (-)41.02 \text{ kNm}$: $N_d = 1576.39 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 1576.55 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 270 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 135 mm

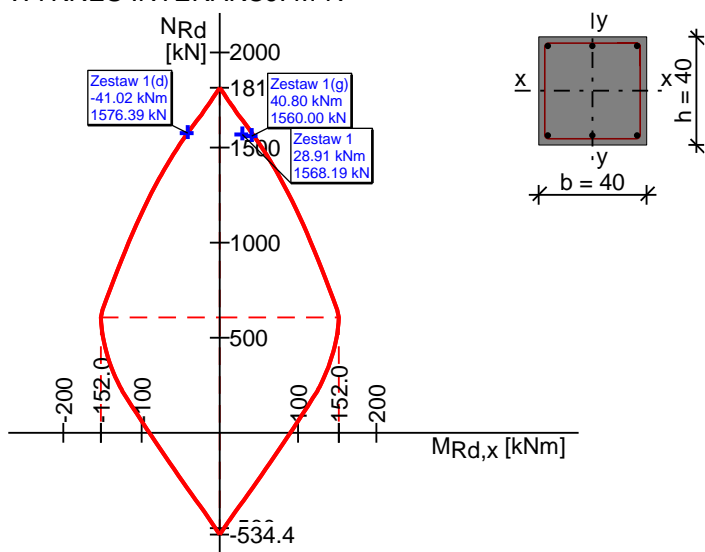
SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.000 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (0.0%)

Uwaga:

Dodatkowo należy przeanalizować wpływ ścinania oraz przemieszczenie słupa

WYKRES INTERAKCJI M-N



Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 152.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 607.07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -152.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 607.07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,max} = 1814.38 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,min} = -534.38 \text{ kN}$

4.4. Słupy parteru

Jako reprezentatywny przyjęto słupek w osi B/8, obciążony mimośrodowo siłą z podciągu części niższej. W obliczeniach przyjęto schemat statyczny, uwzględniający:

- pozostawienie konstrukcji stropodachu części niższej;
- rozbiórkę stropodachu z dźwigarami strunobetonowymi części wyższej;

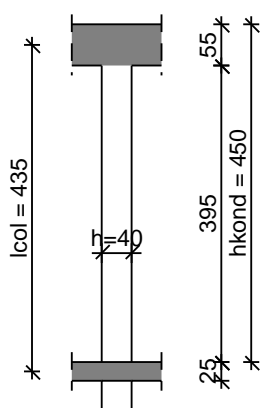
- wykonanie usztywnień poziomych nadbudowy, eliminujących przekazywanie sił poziomych od wiatru na szkielet parteru.

Wartość sił przekazywanych ze stropodachu części niższej wyznaczono następująco:

- obliczeniowa siła pionowa na wspornik słupa: $6.10 \times 6.0 \times 6.0 / 2 = 109.8$ kN;
- ramię siły względem osi słupa: $0.25 / 2 + 0.40 / 2 = 0.325$ m;
- obliczeniowy moment zginający: $109.8 \times 0.325 = 35.7$ kNm.

Wyznaczoną maksymalną wartość siły pionowej, możliwą do przekazania na górną krawędź słupa z nadbudowy kontenerowej, podano poniżej.

SZKIC SŁUPA



GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 40.0$ cm

Wysokość przekroju $h = 40.0$ cm

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego 55.00 cm

- Wysokość rygla prawego 55.00 cm

Wysokość kondygnacji $h_{kond} = 4.50$ m

Węzeł dolny:

- Szerokość słupa dolnego 40.00 cm

- Wysokość rygla lewego 25.00 cm

- Wysokość rygla prawego 25.00 cm

→ przyjęto wysokość słupa $l_{col} = 4.35$ m

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja nieprzesuwna

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_x = 1.00$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja przesuwna

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_y = 1.00$

OBCIĄŻENIA SŁUPA

| | typ wykresu | N_{Sd} [kN] | $N_{Sd,lt}$ [kN] | $M_{1Sd,x}$ [kNm] | $M_{3Sd,x}$ [kNm] | $M_{2Sd,x}$ [kNm] |
|----|---------------|---------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 1. | prostoliniowy | 1370.00 | 1560.00 | 35.70 | -- | 35.70 |

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 19.14$ kN

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: B15 (C12/15) → $f_{cd} = 8.00$ MPa, $f_{ctd} = 0.73$ MPa, $E_{cm} = 27.0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25.0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3.40$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-III (34GS) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów $\phi = 18$ mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów $\phi = 12$ mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (St3SX-b) → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPa

Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-0 (St0S-b)

Średnica prętów $\phi = 10$ mm

Otulenie:

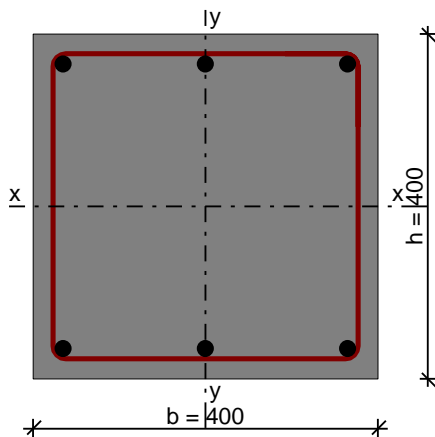
Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0.3$ mm

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po $3\phi 18$ o $A_s = 7.63$ cm²

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po $2\phi 18$ o $A_s = 5.09$ cm²

Łącznie przyjęto $6\phi 18$ o $A_s = 15.27$ cm² ($\rho = 0.95\%$)

Warunek nośności:

- dla $N_d = 1379.57 \text{ kN}$: $M_{d,x} = 70.91 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 71.64 \text{ kNm}$
- dla $M_{d,x} = 70.91 \text{ kNm}$: $N_d = 1379.57 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 1384.80 \text{ kN}$

Strzemiąca konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiącami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 270 mm
- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 135 mm

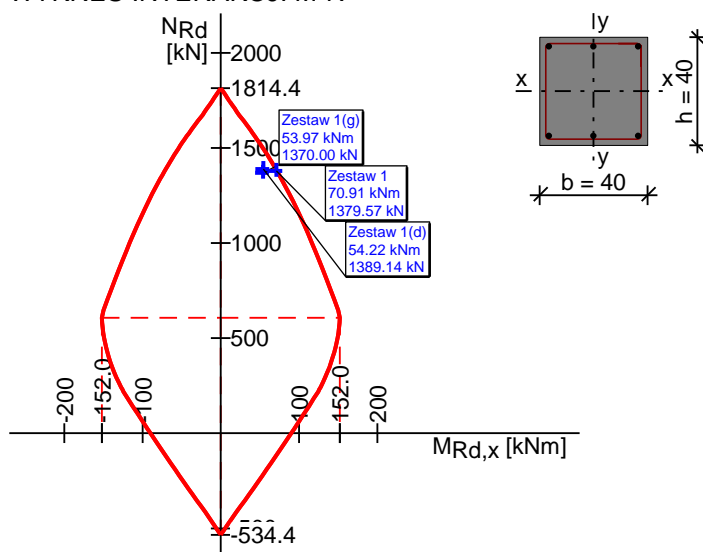
SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.000 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (0.0%)

Uwaga:

Dodatkowo należy przeanalizować wpływ ścinania oraz przemieszczenie słupa

WYKRES INTERAKCJI M-N



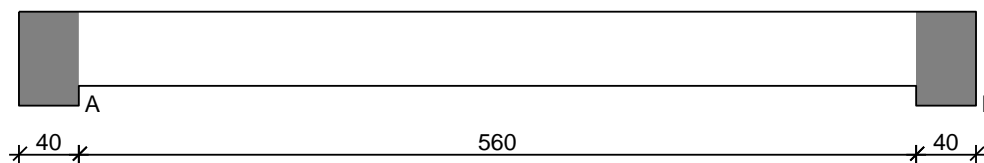
Wartości ekstremalne wykresu M-N:

- $M_{Rd,x,max} = 152.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 607.07 \text{ kN}$
- $M_{Rd,x,min} = -152.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 607.07 \text{ kN}$
- $M_{Rd,x,odp} = 0.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,max} = 1814.38 \text{ kN}$
- $M_{Rd,x,odp} = 0.00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,min} = -534.38 \text{ kN}$

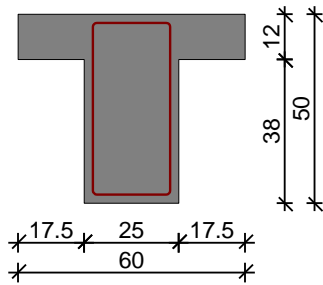
4.5. Żebra stropu nad piwnicą

Jako reprezentatywne wybrano powtarzalne 1-przęsłowe żebro 3.2.1 w osi D/3-4. Żebro sprawdzono na planowane obciążenia stropu nad piwnicą wg p. 4.1. Wyniki obliczeń podano poniżej.

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: teowy

Szerokość przekroju $b_w = 25.0$ cm

Wysokość przekroju $h = 50.0$ cm

Szerokość półki górnej $b_{eff} = 60.0$ cm

Wysokość półki górnej $h_f = 12.0$ cm

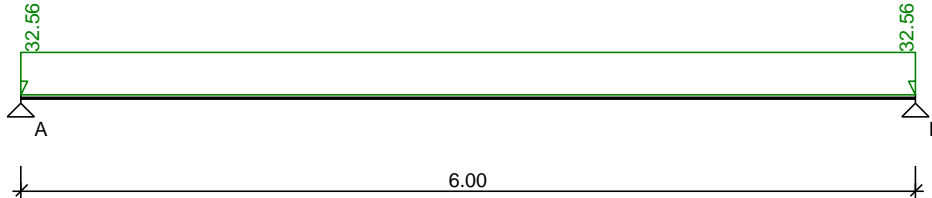
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

| Lp | Opis obciążenia | Obc.char. | γ_f | k_d | Obc.obl. | Zasięg [m] |
|------------|--|-----------|------------|-------|----------|------------|
| 1. | Z płyty | 25.16 | 1.19 | 0.90 | 29.94 | cała belka |
| 2. | Ciężar własny belki [0.25m·(0.50m-0.12m)·25.0kN/m ³] | 2.38 | 1.10 | -- | 2.62 | cała belka |
| Σ : | | 27.54 | 1.18 | | 32.56 | |

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: B15 (C12/15) → $f_{cd} = 8.00$ MPa, $f_{ctd} = 0.73$ MPa, $E_{cm} = 27.0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25.0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3.55$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-III (34GS) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12$ mm

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 18$ mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (St3SX-b) → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPa

Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-0 (St0S-b)

Średnica prętów $\phi = 10$ mm

Otulenie:

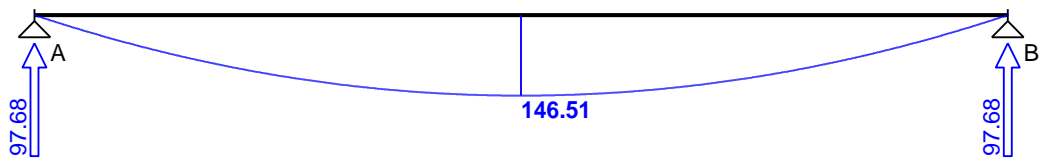
Klasa środowiska: XC1
 Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$
 → nominalna grubość otulenia $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

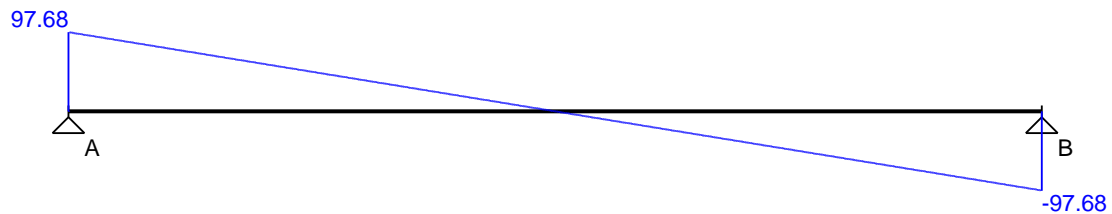
Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2.00$
 Graniczna szerokość rys $w_{\text{lim}} = 0.3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{\text{lim}} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$
 Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{\text{lim}} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

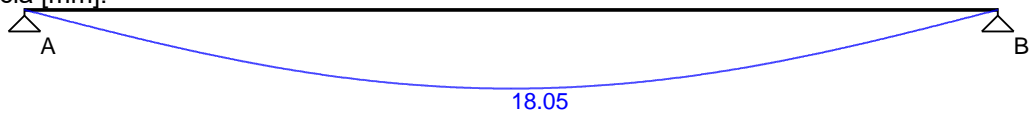
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

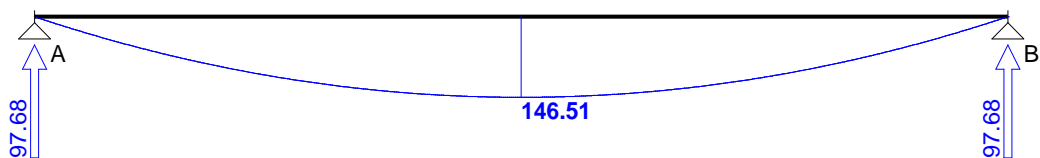


Ugięcia [mm]:

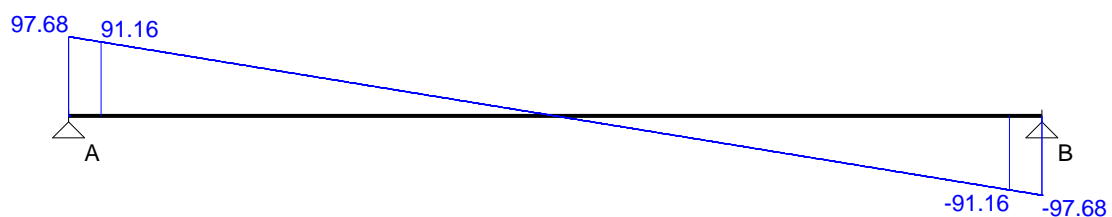


Obwiednia sił wewnętrznych

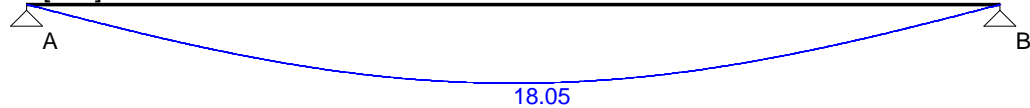
Momenty zginające [kNm]:



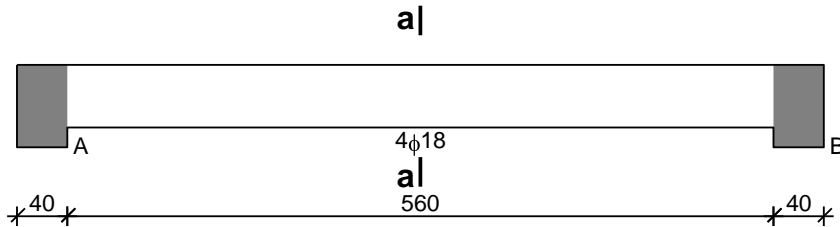
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 146.51$ kNm

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 9.75$ cm². Przyjęto 4φ18 o $A_s = 10.18$ cm² ($\rho = 0.88\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 146.51$ kNm < $M_{Rd} = 152.44$ kNm (96.1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)91.16$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi φ6 co 200 mm na odcinku 120.0 cm przy podporach oraz co 340 mm w środku rozpiętości przęsła

Dodatkowe zbrojenie 3 prętami odgiętymi φ18 na odcinkach przypodporowych

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)91.16$ kN < $V_{Rd3} = 214.42$ kN (42.5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 123.93$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 112.61$ kNm

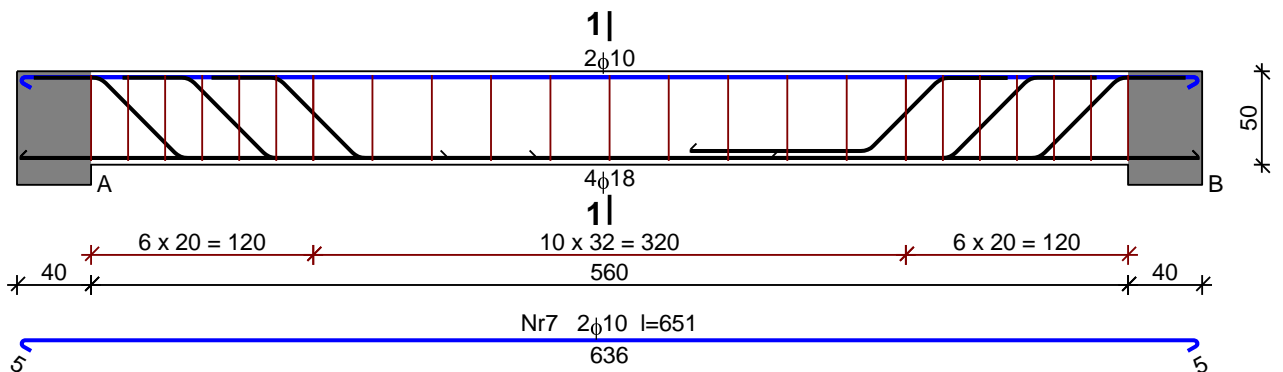
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.200$ mm < $w_{lim} = 0.3$ mm (66.8%)

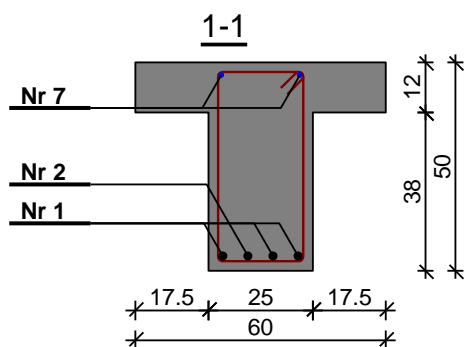
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 18.05$ mm < $a_{lim} = 6000/200 = 30.00$ mm (60.2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 70.06$ kN

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0.115$ mm < $w_{lim} = 0.3$ mm (38.2%)

SZKIC ZBROJENIA

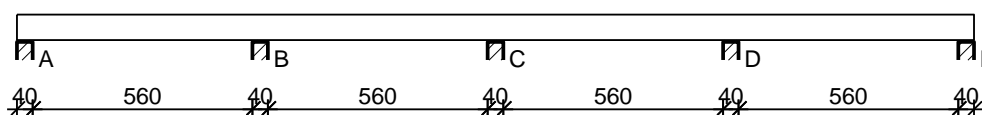




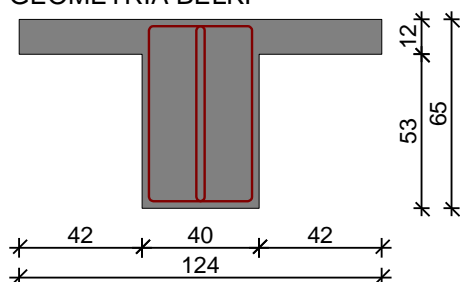
4.6. Podciąg stropu nad piwnicą

Jako reprezentatywny wybrano podciąg 4-przęsłowy w osi 8/A-E. Podciąg sprawdzono na planowane obciążenia stropu nad piwnicą wg p. 4.1, obciążając go reakcjami z żeber wg p. 4.5. Wyniki obliczeń podano poniżej.

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: teowy

Szerokość przekroju $b_w = 40.0$ cm

Wysokość przekroju $h = 65.0$ cm

Szerokość półki górnej $b_{eff} = 124.0$ cm

Wysokość półki górnej $h_f = 12.0$ cm

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

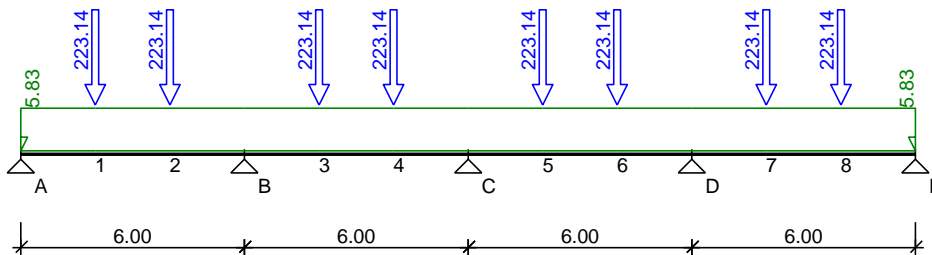
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

| Lp | Opis obciążenia | Obc.char. | γ_f | k_d | Obc.obl. | Zasięg [m] |
|------------|--|-----------|------------|-------|----------|------------|
| 1. | | 0.00 | 1.00 | -- | 0.00 | cała belka |
| 2. | Ciężar własny belki $[0.40m \cdot (0.65m - 0.12m) \cdot 25.0kN/m^3]$ | 5.30 | 1.10 | -- | 5.83 | cała belka |
| Σ : | | 5.30 | 1.10 | | 5.83 | |

Zestawienie sił skupionych [kN]:

| Lp | Opis obciążenia | F _k | x [m] | γ _f | k _d | F _d |
|----|-----------------|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|
| 1. | Z żeber | 189.10 | 1.80 | 1.18 | -- | 223.14 |
| 2. | Z żeber | 189.10 | 3.80 | 1.18 | -- | 223.14 |
| 3. | Z żeber | 189.10 | 7.80 | 1.18 | -- | 223.14 |
| 4. | Z żeber | 189.10 | 9.80 | 1.18 | -- | 223.14 |
| 5. | Z żeber | 189.10 | 13.80 | 1.18 | -- | 223.14 |
| 6. | Z żeber | 189.10 | 15.80 | 1.18 | -- | 223.14 |
| 7. | Z żeber | 189.10 | 19.80 | 1.18 | -- | 223.14 |
| 8. | Z żeber | 189.10 | 21.80 | 1.18 | -- | 223.14 |

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: B15 (C12/15) → $f_{cd} = 8.00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.73 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 27.0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3.34$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-III (34GS) → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 20 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 20 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-I (St3SX-b) → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-0 (St0S-b)

Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$

→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 1.50$

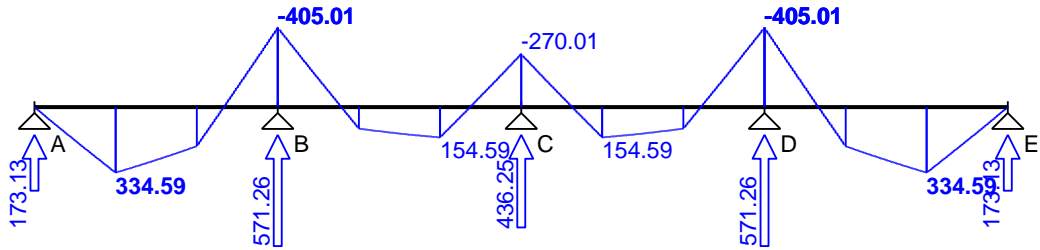
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$

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

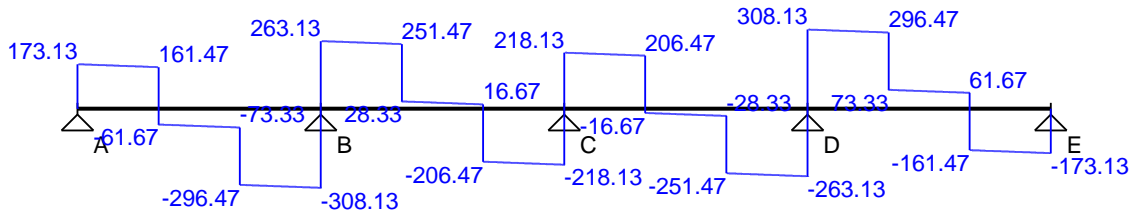
Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

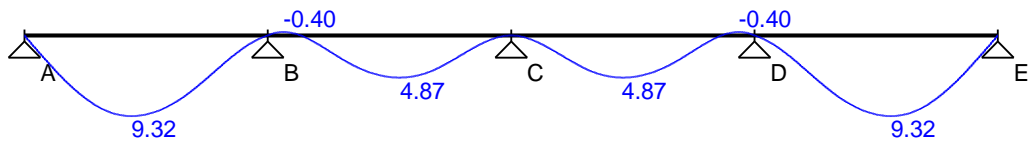
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

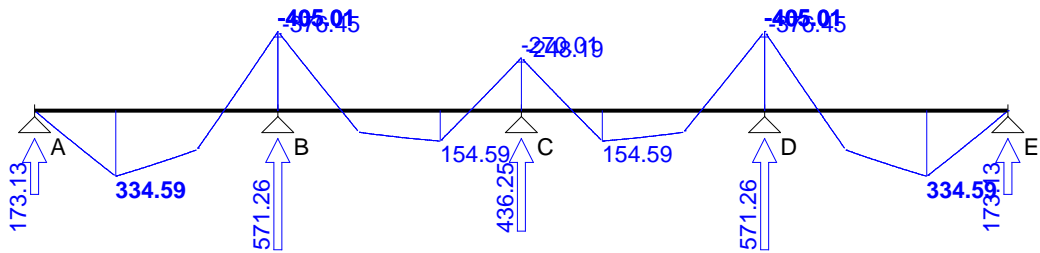


Ugięcia [mm]:

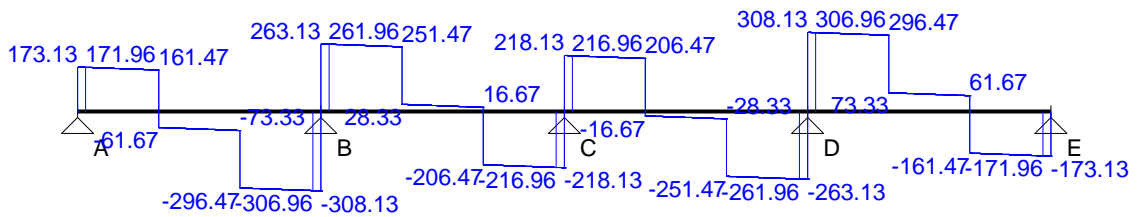


Obwiednia sił wewnętrznych

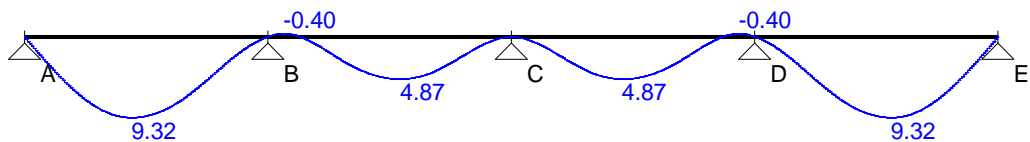
Momenty zginające [kNm]:



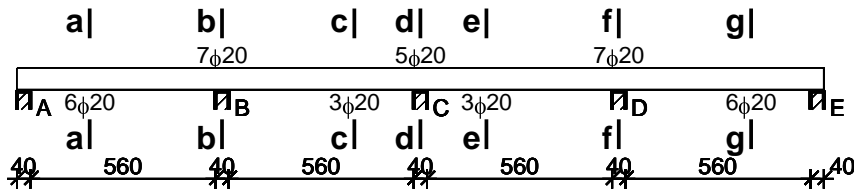
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 334.59 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 16.40 \text{ cm}^2$. Przyjęto $6\phi 20$ o $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.77\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 334.59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 381.82 \text{ kNm}$ (87.6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)306.96 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi $\phi 8$ co 180 mm na odcinku 180.0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Dodatkowe zbrojenie 3 prętami odgiętymi $\phi 20$ przy lewej podporze

oraz 4 prętami odgiętymi $\phi 20$ przy prawej podporze

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)306.96 \text{ kN} < V_{Rd3} = 374.04 \text{ kN}$ (82.1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 284.53 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 284.53 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.205 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (68.4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9.32 \text{ mm} < a_{lim} = 6000/200 = 30.00 \text{ mm}$ (31.1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 261.38 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0.281 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (93.8%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy zredukowany $M_{Sd} = M - \Delta M = (-)[405.01 - 0.125 \cdot 571.26 \cdot 0.40] = (-)376.45 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 21.83 \text{ cm}^2$. Przyjęto $7\phi 20$ o $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.90\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)376.45 \text{ kNm} < M_{Rd} = 378.48 \text{ kNm}$ (99.5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)344.61 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)344.61 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.221 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (73.8%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 154.59 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 7.37 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 20$ o $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.38\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 154.59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 196.39 \text{ kNm}$ (78.7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 261.96 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi $\phi 8$ co 230 mm na odcinku 184.0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Dodatkowe zbrojenie 3 prętami odgiętymi $\phi 20$ na odcinkach przypodporowych

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 261.96 \text{ kN} < V_{Rd3} = 323.25 \text{ kN}$ (81.0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 131.37 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 131.37 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.248 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (82.7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4.87 \text{ mm} < a_{lim} = 6000/200 = 30.00 \text{ mm}$ (16.2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 223.08 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0.292 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (97.4%)

Podpora C:

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy zredukowany $M_{Sd} = M - \Delta M = (-)[270.01 - 0.125 \cdot 436.25 \cdot 0.40] = (-)248.19 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 13.13 \text{ cm}^2$. Przyjęto $5\phi 20$ o $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.64\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)248.19 \text{ kNm} < M_{Rd} = 289.24 \text{ kNm}$ (85.8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)229.74 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)229.74 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.233 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (77.5%)

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 154.59 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 7.37 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 20$ o $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.38\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 154.59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 196.39 \text{ kNm}$ (78.7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)261.96 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi $\phi 8$ co 230 mm na odcinku 184.0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Dodatkowe zbrojenie 3 prętami odgiętymi $\phi 20$ na odcinkach przypodporowych

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)261.96 \text{ kN} < V_{Rd3} = 323.25 \text{ kN}$ (81.0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 131.37 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 131.37 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.248 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (82.7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4.87 \text{ mm} < a_{lim} = 6000/200 = 30.00 \text{ mm}$ (16.2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 223.08 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0.292 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (97.4%)

Podpora D:

Zginanie: (przekrój f-f)

Moment podporowy obliczeniowy zredukowany $M_{Sd} = M - \Delta M = (-)[405.01 - 0.125 \cdot 571.26 \cdot 0.40] = (-)376.45 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 21.83 \text{ cm}^2$. Przyjęto $7\phi 20$ o $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.90\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)376.45 \text{ kNm} < M_{Rd} = 378.48 \text{ kNm}$ (99.5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)344.61 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)344.61 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.221 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (73.8%)

Przęsło D - E:

Zginanie: (przekrój g-g)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 334.59 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 16.40 \text{ cm}^2$. Przyjęto $6\phi 20$ o $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.77\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 334.59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 381.82 \text{ kNm}$ (87.6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 306.96 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi $\phi 8$ co 180 mm na odcinku 180.0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Dodatkowe zbrojenie 4 prętami odgiętymi $\phi 20$ przy lewej podporze

oraz 3 prętami odgiętymi $\phi 20$ przy prawej podporze

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 306.96 \text{ kN} < V_{Rd3} = 374.04 \text{ kN}$ (82.1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 284.53 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 284.53 \text{ kNm}$

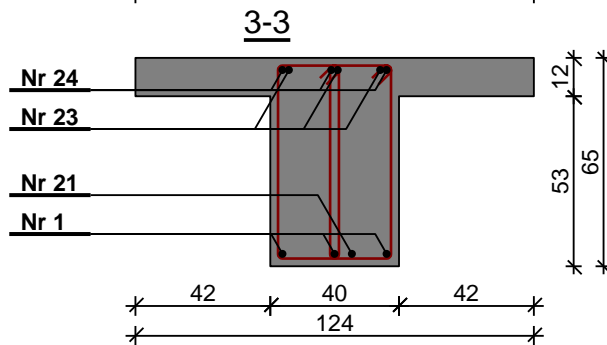
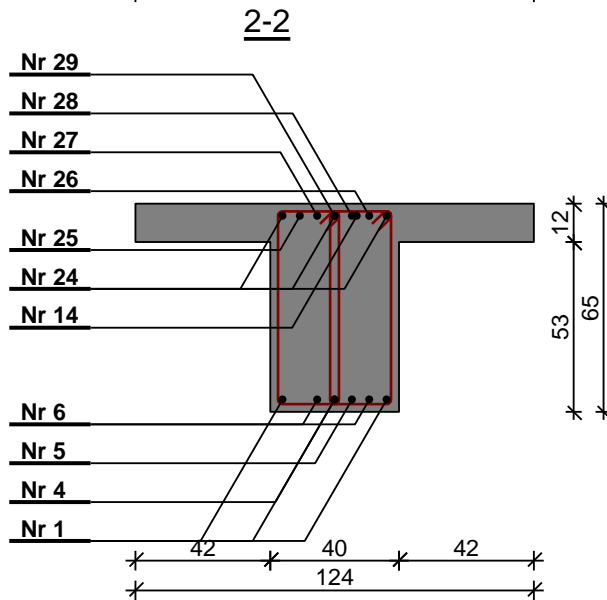
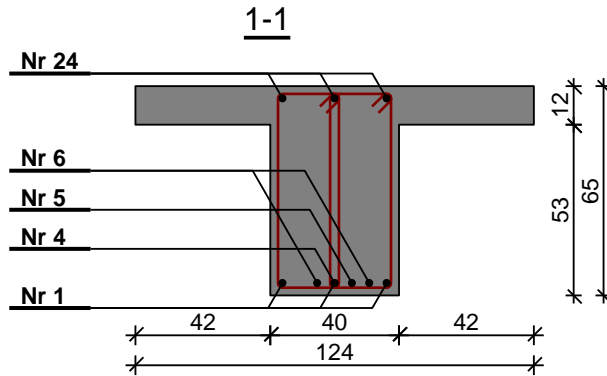
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.205 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (68.4%)

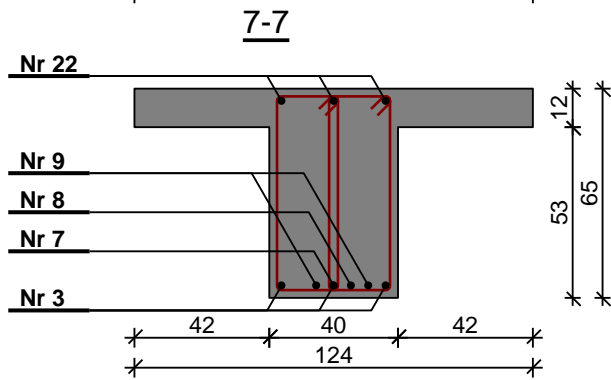
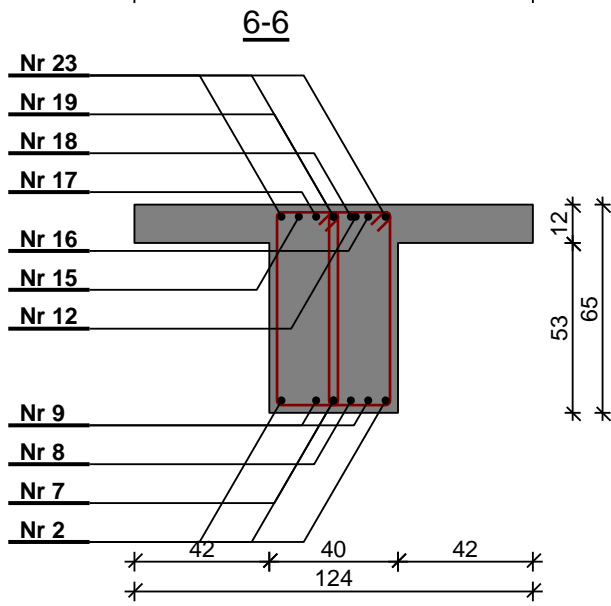
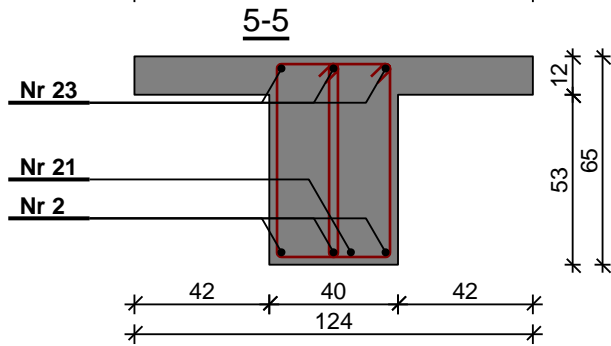
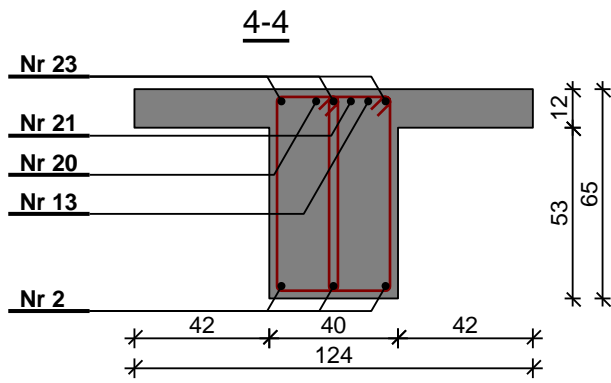
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9.32 \text{ mm} < a_{lim} = 6000/200 = 30.00 \text{ mm}$ (31.1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 261.38 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0.281 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (93.8%)

SZKIC ZBROJENIA





4.7. Płyta stropu nad piwnicą

Siły wewnętrzne w płycie wyznaczono następująco:

- obciążenie charakterystyczne/obliczeniowe: 12.6/15.0 kPa;
- rozpiętość obliczeniowa: $1.75 \times 1.05 = 1.84$ m;
- moment zginający w przęśle skrajnym i na podporze przedskrajnej:
 $M = ql^2/11 = 15.0 \times 1.84^2/11 = 4.61$ kNm/m;
- moment zginający w przęsłach i na podporach wewnętrznych:
 $M = ql^2/16 = 15.0 \times 1.84^2/16 = 3.17$ kNm/m.

Rozwiązanie wytrzymałościowe przedstawiono poniżej.

Dla przęseł skrajnych i podpór przedskrajnych:

DANE

Wymiary przekroju:

Przekrój krytyczny płyty jednokierunkowo zbrojonej

Grubość płyty $h = 12.0$ cm

Parametry betonu:

Klasa betonu: B15 (C12/15) $\rightarrow f_{cd} = 8.00$ MPa, $f_{ctd} = 0.73$ MPa, $E_{cm} = 27.0$ GPa

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3.77$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 15$ mm

Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-0 (St0S-b) $\rightarrow f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 300$ MPa

Średnica prętów $\phi = 8$ mm

Procent przeszłowego zbrojenia rozciąganego doprowadzonego do podpory: 50.0%

Obciążenia (przekrój przęsłowy):

Moment obliczeniowy $M_{Sd} = 4.61$ kNm

Moment charakterystyczny całkowity $M_{Sk} = 3.90$ kNm

Moment charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 3.40$ kNm

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 13.80$ kN

Rozpiętość efektywna płyty $l_{eff} = 1.84$ m

Współczynnik ugięcia $\alpha_k = (5/48) \times 1.00$

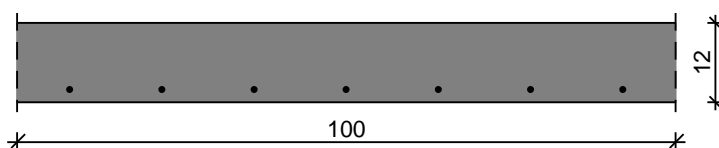
ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0.3$ mm

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

WYNIKI - PŁYTA (wg PN-B-03264:2002):



Zginanie:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2.47 \text{ cm}^2$ na 1 mb płyty.

Przyjęto $\phi 8$ co 14.0 cm o $A_s = 3.59 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.36\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 4.61 \text{ kNm} < M_{Rd} = 6.60 \text{ kNm}$ (69.9%)

Ścinanie:

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13.80 \text{ kN} < V_{Rd1} = 49.39 \text{ kN}$ (27.9%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0.117 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ (38.9%)

Ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1.30 \text{ mm} < a_{lim} = 1840/200 = 9.20 \text{ mm}$ (14.1%)

Dla pręseł i podpór wewnętrznych:

DANE

Wymiary przekroju:

Przekrój krytyczny płyty jednokierunkowo zbrojonej

Grubość płyty $h = 12.0 \text{ cm}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: B15 (C12/15) $\rightarrow f_{cd} = 8.00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.73 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 27.0 \text{ GPa}$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3.77$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 15 \text{ mm}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-0 (St0S-b) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 300 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 8 \text{ mm}$

Procent przeszłowego zbrojenia rozciąganego doprowadzonego do podpory: 50.0%

Obciążenia (przekrój przęsłowy):

Moment obliczeniowy $M_{Sd} = 3.17 \text{ kNm}$

Moment charakterystyczny całkowity $M_{Sk} = 2.68 \text{ kNm}$

Moment charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 2.40 \text{ kNm}$

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 13.80 \text{ kN}$

Rozpiętość efektywna płyty $l_{eff} = 1.84 \text{ m}$

Współczynnik ugięcia $\alpha_k = (5/48) \times 1.00$

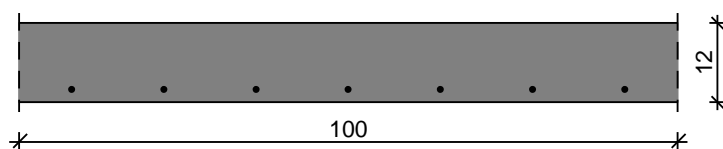
ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$

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

WYNIKI - PŁYTA (wg PN-B-03264:2002):



Zginanie:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1.91 \text{ cm}^2$ na 1 mb płyty.

Przyjęto $\phi 8$ co 14.0 cm o $A_s = 3.59 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0.36\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 3.17 \text{ kNm} < M_{Rd} = 6.60 \text{ kNm}$ (48.0%)

Ścinanie:

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13.80 \text{ kN} < V_{Rd1} = 49.39 \text{ kN}$ (27.9%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)
Ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0.92 \text{ mm} < a_{lim} = 1840/200 = 9.20 \text{ mm}$ (9.9%)

Istniejąca płyta jest zazbrojona górą nad podporami i dołem prętami $\varnothing 12$ co 12 cm, zbrojenie jest wystarczające.

4.8. Wnioski z obliczeń

Wnioski z obliczeń nośności istniejącej konstrukcji budynku w kontekście planowanej nadbudowy przedstawiono poniżej w tabeli. Obciążenia po nadbudowie podano bez konieczności uwzględniania sił z dachu części niższej. Czerwono oznaczono wartość obciążenia przekraczającą nośność elementu konstrukcyjnego.

| Element konstrukcyjny | Nośność, kN | Obciążenie całkowite po nadbudowie 1 kondygnacji, kN | Obciążenie całkowite po nadbudowie 2 kondygnacji, kN |
|---|-------------|--|--|
| Stopy fundamentowe | 2650 | 1222 | 1705 |
| Słupy piwnic | 1560 | 1222 | 1705 |
| Słupy parteru na styku z częścią niższą | 1370 | 601 | 1083 |

5. WNIOSKI KOŃCOWE

1. Do analizy nośności istniejącej konstrukcji budynku założono:

- nadbudowę kontenerową 1- lub 2-kondygnacyjną o obciążeniach jak w p. 4.1;
- rozbiórkę istniejącego stropodachu nad częścią wysoką budynku;
- pozostawienie i wykorzystanie w całości konstrukcji piwnic wraz ze stropem, istniejących stropodachów z płyt kanałowych nad częściami niskimi parteru oraz wszystkich słupów parteru;
- wykonanie usztywnień poziomych istniejącej konstrukcji parteru, eliminujących przekazywanie w obu kierunkach sił poziomych od wiatru na szkielet parteru, np. w postaci murowanych lub żelbetowych ścian usztywniających pomiędzy słupami szkieletu;
- przekazanie sił z nadbudowy osiowo na przecięcia głównych osi konstrukcyjnych budynku (czyli osiowo na słupy piwnicy w modułach 6x6 m);
- dolny poziom nadbudowy na wysokości dolnej krawędzi istniejących dźwigarów strunobetonowych nad częścią wysoką budynku (na rzędnej względnej około +4.50 m).

Dla w/w założeń obliczone nośności istniejących elementów konstrukcyjnych podano w p. 4.8.

2. Podane w p. 4.8 nośności istniejącej konstrukcji budynku umożliwiają:
 - wykonanie 1 kondygnacji nadbudowy kontenerowej bez wzmocnień istniejącej konstrukcji budynku na siły pionowe;
 - wykonanie 2 kondygnacji nadbudowy kontenerowej ze wzmocnieniem słupów piwnicy na siły osiowe, np. w postaci opasek z kątowników stalowych.

W każdym z w/w przypadków konstrukcja szkieletowa parteru wymaga:

- wykonania usztywnień poziomych, wymienionych w p. 1;
 - zachowania istniejących dylatacji w istniejącej konstrukcji oraz wykonania ich kontynuacji w nadbudowie;
 - doprojektowania w części wysokiej słupów na przecięciach głównych osi konstrukcyjnych (osiowo na słupach piwnic).
3. Nośność stropu nad piwnicą (płyty, żeber i podciągów) jest wystarczająca dla planowanych obciążeń (6.0 kN/m^2). Strop nad piwnicą nie wymaga wzmocnień, nie może jednak zostać dociążony elementami konstrukcji nadbudowy.
 4. Ostateczna decyzja o zakresie wzmocnień istniejącej konstrukcji musi zostać podjęta na etapie projektowania, kiedy znane będą dokładne wartości sił przekazywanych na istniejący budynek z nadbudowy; w niniejszym opracowaniu obciążenia te przyjęto w sposób szacunkowy, na podstawie danych z innej realizacji w tym systemie.

Opracował:



6. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA



Fot. 1. Budynek dawnej pralni Świętokrzyskiego Centrum Onkologii w widoku od strony północno-wschodniej



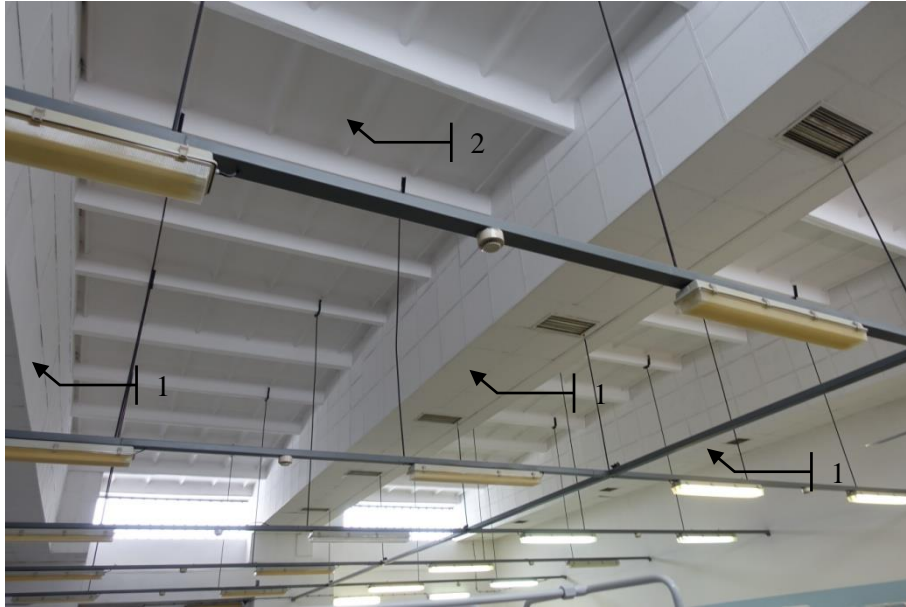
Fot. 2. Układ nośny piwnic: 1) słup, 2) podciąg, 3) żebro, 4) płyta, 5) zewnętrzna ściana żelbetowa



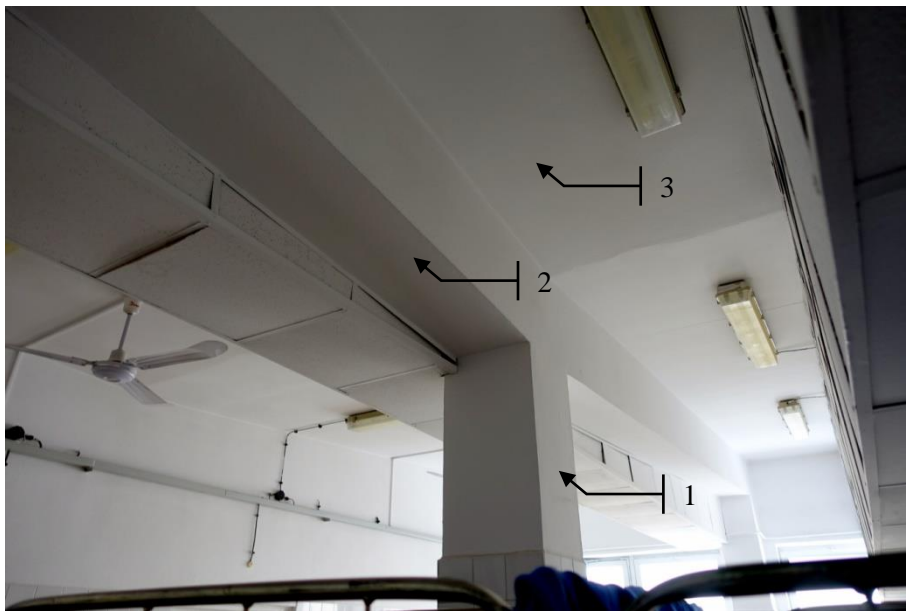
Fot. 3. Wtórnie wykonane przekucia instalacyjne w stropie nad piwnicą (oznaczono strzałkami)



Fot. 4. Miejsce zalewania wodą stropu nad piwnicą wodą z nieszczelnych instalacji



Fot. 5. Dach nad częścią wyższą: 1) dźwigar strunobetonowy o rozpiętości 18 m (obudowany),
2) żebrowana prefabrykowana płyta dachowa,



Fot. 6. Dach nad częścią niższą: 1) monolityczny słup żelbetowy,
2) monolityczny podciąg żelbetowy, 3) stropodach z płyt kanałowych,



Fot. 7. Klatka schodowa, widoczna z poziomu piwnicy



Fot. 8. Wyeksploatowana stolarka okienna na elewacji zachodniej