



EKSPERTYZA TECHNICZNA

TEMAT: Ekspertyza budowlana dotycząca możliwości oparcia na istniejącym stropie nad piwnicami słupków antresoli technicznej oraz możliwości zamocowania sztankiet z wciągnikami na belkach głównych stropodachu.

ADRES: Kraków os. Szkolne 26.

OBIEKT: Budynek byłych warsztatów szkolnych Zespołu Szkół Elektrycznych –
Obecnie Teatr „ŁAŻNIA NOWA”

FAZA: Ekspertyza konstrukcyjno – budowlana.

BRANŻA: Konstrukcja.

INWESTOR: TEATR „ŁAŻNIA NOWA”.

AUTOR OPRACOWANIA :

inż. JERZY BORKOWSKI upr. nr G.P. IV. 63/108/75

KRAKÓW. SIERPIEŃ 2006r.

**EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNO – BUDOWLANA
DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI OPARCIA NA ISTNIEJĄCYM STROPIE
NAD PIWNICAMI SŁUPKÓW
ANTRESOLI TECHNICZNEJ SPEKTAKLI TEATRALNYCH ORAZ
MOŻLIWOŚCI ZAMOCOWANIA SZTANKIET Z WCIĄGNIKAMI
NA BELKACH GŁÓWNYCH STROPODACHU.**

UWAGA : OPRACOWANIE NINIEJSZE ZOSTAŁO WYKONANE DLA POTRZEB PROJEKTU BUDOWLANEGO ANTRESOLI TECHNICZNEJ WYKONANEGO PRZEZ PRACOWNIĄ „ATELIER KORMUS” – MAREK KORMUS ARCHITEKT I NALEŻY ROZPATRYWAĆ GO ŁĄCZNIE Z TYMŻE PROJEKTEM.

1. PODSTAWY PRAWNE.

- 1.1. Zlecenie Inwestora, Teatru „Łaźnia Nowa” w Krakowie os. Szkolne 26.
- 1.2. Inwentaryzacja budowlana budynku byłych warsztatów szkolnych Zespołu Szkół Elektrycznych w Krakowie – Nowej Hucie wykonana przez Pracownię Projektową Architektury „ANTA” Kraków al. Krasińskiego 1/3 we wrześniu 2004r.
- 1.3. Wizje lokalne w budynku i szczegółowe oględziny wybranych elementów konstrukcyjnych w miejscach wykonanych odkrywek.
- 1.4. Przyjęte obciążenia uwarstwienia stropodachu na podstawie uwarstwień analogicznych budynków szkolnych z tego okresu.
- 1.5. Polskie Normy Budowlane.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.

Celem opracowania jest ekspertyza konstrukcyjno – budowlana wykonana dla potrzeb projektu budowlanego antresoli technicznej zaprojektowanej na stropie nad piwnicami oraz określenie możliwości zawieszenia na belce głównej ramy stropodachu nad halą główną podnośników elektrycznych do sztankiet dekoracji o max udźwigu 500kg.

Zakres opracowania został ograniczony do elementów konstrukcyjnych budynku podlegającym nowym obciążeniom.

3. OPIS OGÓLNY BUDYNKU.

Patrz część architektoniczna projektu budowlanego.

4, OPIS SZCZEGÓŁOWY POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH BĘDĄCYCH PRZEDMIOTEM OPRACOWANIA I OCENA ICH STANU TECHNICZNEGO.

- 4,1, Pokrycie dachowe na dwuspadowym, o małym nachyleniu 5% dachu stanowi papa bitumiczna, położona prawdopodobnie na warstwie supremy lub wełny mineralnej, ułożonej na stropodachu żelbetowym.
- 4,2, Stropodach nad halą główną to stropodach niewentylowany, ognioodporny, monolityczny strop płytowo żebrowy, o płycie żelbetowej grubości około 10cm opierającej się na podłużnych wieloprzęstłowych żebrach żelbetowych w rozstawie osiowym 2,20m i wymiarach przekroju $b \times h = 20 \times 40$ cm opierających się górnym ryglu żelbetowej ramy jednonawowej i jednokondygnacyjnej o rozpiętości 17,50m i wymiarach rygla 40x140cm
- 4,3, Strop nad piwnicami budynku to strop ognioodporny, żelbetowy, monolityczny, płytowo – żebrowy, o grubości płyty żelbetowej w miejscu wykonywanej odkrywki równej 12,5cm oraz żebrach żelbetowych, podłużnych, wieloprzęstłowych w rozstawie co 1,225cm i wymiarach przekroju $b \times h = 25 \times 45$ cm wspierających się na poprzecznych wieloprzęstłowych podciągach żelbetowych w rozstawie co 3,00m i wymiarach przekroju $b \times h = 30 \times 50$ cm a pod ścianami dzielącymi halę 30x80cm wspierających się na żelbetowych słupach o wymiarach 30x30cm w siatce 3,0x3,20–3,80m.
- Posadzkę stanowi drewniana kostka o grubości 6cm na podsypce piaskowej 5cm. Stan techniczny stropu należy określić jako bardzo dobry. Strop ten w przeszłości był użytkowany jako hala warsztatowa szkół zawodowych mieszcząca obrabiarki i inne ciężkie maszyny po których pozostały cokoły fundamentowe w posadzce.
- Nośność obciążeń użytkowych dla tego stropu została na aktualną nośność stropu, która w wyniku przeprowadzonej analizy statyczno – wytrzymałościowej została uznana za wystarczającą dla przeniesienia zarówno obciążeń aktualnie istniejących jak i obciążeń po ewentualne adaptacji strychu na pomieszczenia mieszkalne.

5, WNIOSKI I ZALECENIA ORAZ PROPOZYCJE ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNYCH.

- 5,1, Po przeprowadzeniu wizji lokalnych i szczegółowym rozeznaniu stanu technicznego poszczególnych elementów konstrukcyjnych stropu nad piwnicą pod halą warsztatową oraz stropodachu nad tą halą można stwierdzić, że w chwili obecnej te elementy konstrukcyjne tej części budynku znajdują się w bardzo dobrym stanie technicznym i nie wymagają remontu a jedynie bieżącej konserwacji.
- 5,2, Na podstawie przeprowadzonej analizy porównawczej wyników obliczeń statycznych przy założeniu wymaganych obciążeń użytkowych przed i po zmianie sposobu użytkowania można stwierdzić że wykonanie projektowanej antresoli na części hali w zaprojektowanym układzie konstrukcyjnym i usytuowaniu antresoli na stropie nad piwnicami (słupy stoją bezpośrednio na podciągach poprzecznych stropu nad piwnicą) jest możliwe pod warunkiem że **MAKSYMALNA DOPUSZCZALNA WARTOŚĆ REAKCJI Z KAŻDEGO ZE SŁUPÓW ANTRESOLI KTÓRĄ PRZENIESIE STROP BEZ DODATKOWYCH WZMOCNIEŃ wyniesie nie więcej niż $N=35,00kN$.**
- 5,3, Również na podstawie przeprowadzonej analizy porównawczej wyników obliczeń statycznych przy założeniu istniejących obciążeń stropodachu oraz uwzględnienia stopnia dociążenia górnego rygla ramy głównej dwoma siłami od zawiesia wciągników dekoracji o udźwigu max 5,00kN można stwierdzić że wykonanie tych zawiesi i eksploatacja wciągników w zaprojektowanym układzie i usytuowaniu jest możliwe ponieważ wzrost wartości max momentów i sił poprzecznych po zamontowaniu wciągników nie przekroczy 4%, i jest to wartość bez większego wpływu na stateczność zarówno żelbetowej ramy nośnej stropodachu jak i stateczność całego budynku.
- 5.4. Wykonanie zawiesi i ich usytuowanie winno być zgodne z obliczeniami statycznymi i wytycznymi montażowymi zawartymi w analizie statyczno – wytrzymałościowej.

Opracował:
Borkowski

inż. Jerzy

**ANALIZA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA WYBRANYCH
ELEMENTÓW**

**KONSTRUKCYJNYCH BĘDĄCYCH PRZEDMIOTEM OPRACOWANIA W
 OBRĘBIE PIWNIC I HALI GŁÓWNEJ TEATRU „ŁAŹNIA NOWA”
 NA OŚ. SZKOLNYM 26 W KRAKOWIE.**

**1, SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELEK STROPU NAD PIWNICĄ PO
 DOCIĄŻENIU GO PRZEZ OBCIĄŻENIE PRZEKAZANE ZE STROPU
 ANTRESOLI TECHNICZNEJ.**

Odkrywkę stropu wykonano od góry stropu przy ścianie wewnętrznej. W badanym miejscu stwierdzono strop ognioodporny, żelbetowy, płytowo – żebrowy o grubości płyty 12.5cm, szerokości i wysokości żebra stropu $b \times h = 25 \times 45 \text{cm}$ w rozstawie co 2,00m osiowo, oraz szerokości i wysokości podciągów $b \times h = 30 \times 50 \text{cm}$ w rozstawie co 3,00m osiowo. Polepę stanowi kostki drewnianej o gr 6cm i warstwy piasku 5cm. Stan stropu bardzo dobry – nie stwierdzono żadnych zarysowań ani widocznych ugięć. Strop został zaprojektowany jako strop kondygnacji

**ZE WZGLĘDU NA BRAK ODKRYWEK ZBROJENIA ANALIZĘ
 STATYCZNĄ OPARTO O OBLICZENIA PORÓWNAWCZE WYNIKÓW
 OBCIĄŻEŃ STATYCZNYCH PRZED I PO ZMIANIE SPOSOBU
 UŻYTKOWANIA I ZMIANIE OBCIĄŻEŃ UŻYTKOWYCH ORAZ PO
 WYKONANIU PROJEKTOWANEJ ANTRESOLI;**

1.1. Zestawienie obciążeń na płytę stropu (stan istniejący)

–kostka drewniana 6,0cm	$0,06 \times 7,50 \times 1,2 = 0,54 \text{kN/m}^2$
–podsypka piaskowa 5,0cm	$0,05 \times 18,0 \times 1,3 = 1,24 \text{kN/m}^2$
–płyta żelbetowa 12,5cm	$0,125 \times 25,0 \times 1,1 = 3,44 \text{kN/m}^2$
<hr/>	
Obciążenie stałe	$g = 5,22 \text{kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe	$p = 5,00 \times 1,3 = 6,50 \text{kN/m}^2$
hala	
warsztatowa	
<hr/>	
Obciążenie całkowite	$q = 11,72 \text{kN/m}^2$

1.2. Schemat i wartości statyczne.

Płyta wieloprzęsłowa > 6-ciu przęseł o rozpiętości przęseł 1,225m

Statyka belki ciągłej

Reakcje podporowe	Siła poprzeczna	Siła poprzeczna	Momenty
[kN]	[kN]	[kN]	kNm
R[0]= 5.660		Qp[0]= 5.660	

R[1]= 16.290	Ql[1]= -8.697	Qp[1]= 7.593	M[1]= -1.860
R[2]= 13.805	Ql[2]= -6.764	Qp[2]= 7.040	M[2]= -1.353
R[3]= 14.633	Ql[3]= -7.317	Qp[3]= 7.317	M[3]= -1.522
R[4]= 13.805	Ql[4]= -7.040	Qp[4]= 6.764	M[4]= -1.353
R[5]= 16.290	Ql[5]= -7.593	Qp[5]= 8.697	M[5]= -1.860
R[6]= 5.660	Ql[6]= -5.660		

Momenty przęsłowe maksymalne [kNm] Momenty przęsłowe minimalne [kNm]

max M[0-1]= 1.367 x= 0.474 m	min M[0-1]= 1.367x= 0.474 m
max M[1-2]= 0.599 x= 1.864 m	min M[1-2]= 0.599x= 1.864 m
max M[2-3]= 0.762 x= 3.052 m	min M[2-3]= 0.762x= 3.052 m
max M[3-4]= 0.762 x= 4.292 m	min M[3-4]= 0.762x= 4.292 m
max M[4-5]= 0.599 x= 5.479 m	min M[4-5]= 0.599x= 5.479 m
max M[5-6]= 1.367 x= 6.868 m	min M[5-6]= 1.367x= 6.868 m

1.3. Zestawienie obciążeń na żebra stropu w rozstawie co 1,225m. (stan istniejący)

-z płyty stropu podpora 2	R2=13,81kN/mb
-ciężar własny żebra 25x35cm	0,25x0,35x25,0x1,1=2,41kN/mb
Obciążenie stałe	g = 16,22kN/mb

1.4. Schemat i wartości statyczne.

Belka sześcioprzęsłowa z obustronnymi przewieszzeniami o rozpiętości przęsł 1,50+6x3,00+1,50m

Statyka belki ciągłej

Reakcje podporowe	Siła poprzeczna	Siła poprzeczna	Momenty
[kN]	[kN]	[kN]	kNm
		Qp[0]= -0.000	
R[1]= 51.233	Ql[1]= -24.330	Qp[1]= 26.903	M[1]= -18.247
R[2]= 45.385	Ql[2]= -21.757	Qp[2]= 23.628	M[2]= -10.527
R[3]= 49.596	Ql[3]= -25.032	Qp[3]= 24.564	M[3]= -12.633
R[4]= 48.192	Ql[4]= -24.096	Qp[4]= 24.096	M[4]= -11.931
R[5]= 49.596	Ql[5]= -24.564	Qp[5]= 25.032	M[5]= -12.633
R[6]= 45.385	Ql[6]= -23.628	Qp[6]= 21.757	M[6]= -10.527
R[7]= 51.233	Ql[7]= -26.903	Qp[7]= 24.330	M[7]= -18.247
	Ql[8]= 0.000		

Momenty przęsłowe maksymalne [kNm] Momenty przęsłowe minimalne [kNm]

brak ekstremum przęsła 0-1	brak ekstremum przęsła 0-1
max M[1-2]= 4.064 x= 3.161 m	min M[1-2]= 4.064x= 3.161 m
max M[2-3]= 6.683 x= 5.961 m	min M[2-3]= 6.683x= 5.961 m
max M[3-4]= 5.967 x= 9.017 m	min M[3-4]= 5.967x= 9.017 m
max M[4-5]= 5.967 x= 11.988 m	min M[4-5]= 5.967x= 11.988 m
max M[5-6]= 6.683 x= 15.047 m	min M[5-6]= 6.683x= 15.047 m
max M[6-7]= 4.064 x= 17.845 m	min M[6-7]= 4.064x= 17.845 m
brak ekstremum przęsła 7-8	brak ekstremum przęsła 7-8

1.5. Zestawienie obciążeń na podciągi stropu w rozstawie co

1,80+3,20+3,80+3,80+3,20+1,80m (stan istniejący)

-z żeber stropu podpora 1	=51,23/1,225=41,82kN/mb
-ciężar własny podciągu 30x45cm	0,30x0,45x25,0x1,1=3,72kN/mb
Obciążenie stałe	g = 45,54kN/mb

1.6. Schemat i wartości statyczne.

Belka sześcioprzęsłowa o rozpiętości przęsł
1,80+3,20+3,80+3,80+3,20+1,80

Statyka belki ciągłej

Reakcje podporowe	Siła poprzeczna	Siła poprzeczna	Momenty
[kN]	[kN]	[kN]	kNm
R[0]= 25.316	Qp[0]= 25.316		
R[1]= 122.964	Ql[1]= -56.656	Qp[1]= 66.308	M[1]= -28.206
R[2]= 163.731	Ql[2]= -79.420	Qp[2]= 84.310	M[2]= -49.187
R[3]= 177.483	Ql[3]= -88.742	Qp[3]= 88.742	M[3]= -57.606
R[4]= 163.731	Ql[4]= -84.310	Qp[4]= 79.420	M[4]= -49.187
R[5]= 122.964	Ql[5]= -66.308	Qp[5]= 56.656	M[5]= -28.206
R[6]= 25.316	Ql[6]= -25.316		

Momenty przęsłowe maksymalne [kNm] Momenty przęsłowe minimalne [kNm]

max M[0-1]= 7.037 x= 0.557 m	min M[0-1]= 7.037x= 0.557 m
max M[1-2]= 20.067 x= 3.260 m	min M[1-2]= 20.067x= 3.260 m
max M[2-3]= 28.857 x= 6.854 m	min M[2-3]= 28.857x= 6.854 m

$$\begin{aligned} \max M[3-4] &= 28.857 \text{ x} = 10.753 \text{ m} & \min M[3-4] &= 28.857 \text{ x} = 10.753 \text{ m} \\ \max M[4-5] &= 20.067 \text{ x} = 14.348 \text{ m} & \min M[4-5] &= 20.067 \text{ x} = 14.348 \text{ m} \\ \max M[5-6] &= 7.037 \text{ x} = 17.046 \text{ m} & \min M[5-6] &= 7.037 \text{ x} = 17.046 \text{ m} \end{aligned}$$

1.7. Zestawienie obciążeń na płytę stropu. (stan po zmianie sposobu użytkowania oraz wykonaniu antresoli)

-kostka drewniana 6,0cm	$0,06 \times 7,50 \times 1,2 = 0,54 \text{ kN/m}^2$
-podsypka piaskowa 5,0cm	$0,05 \times 18,0 \times 1,3 = 1,24 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 12,5cm	$0,125 \times 25,0 \times 1,1 = 3,44 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 5,22 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe widownia teatralna	$p = 3,00 \times 1,3 = 3,90 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$Q = 9,12 \text{ kN/m}^2$

1.8. Schemat i wartości statyczne.

Płyta wieloprzęsłowa > 6-ciu przęseł o rozpiętości przęseł 1,225m

Statyka belki ciągłej

Reakcje podporowe Siła poprzeczna Siła poprzeczna Momenty podporowe

R[0]= 4.404		Qp[0]= 4.404	
R[1]= 12.676	Ql[1]= -6.768	Qp[1]= 5.908	M[1]= -1.448
R[2]= 10.742	Ql[2]= -5.264	Qp[2]= 5.479	M[2]= -1.053
R[3]= 11.387	Ql[3]= -5.693	Qp[3]= 5.693	M[3]= -1.184
R[4]= 10.742	Ql[4]= -5.479	Qp[4]= 5.264	M[4]= -1.053
R[5]= 12.676	Ql[5]= -5.908	Qp[5]= 6.768	M[5]= -1.448
R[6]= 4.404	Ql[6]= -4.404		

Momenty przęsłowe maksymalne [kNm] Momenty przęsłowe minimalne

max M[0-1]= 1.063 x = 0.474 m	min M[0-1]= 1.063 x = 0.474 m
max M[1-2]= 0.466 x = 1.864 m	min M[1-2]= 0.466 x = 1.864 m
max M[2-3]= 0.593 x = 3.052 m	min M[2-3]= 0.593 x = 3.052 m
max M[3-4]= 0.593 x = 4.292 m	min M[3-4]= 0.593 x = 4.292 m
max M[4-5]= 0.466 x = 5.462 m	min M[4-5]= 0.466 x = 5.462 m
max M[5-6]= 1.063 x = 6.853 m	min M[5-6]= 1.063 x = 6.853 m

1.9. Zestawienie obciążeń na żebra stropu w rozstawie co 1,225m. (stan po zmianie sposobu użytkowania i wykonaniu antresoli.)

-z płyty stropu podpora 2	10,74kN/mb
-ciężar własny żebra 25x35cm	0,25x0,35x25,0x1,1=2,41kN/mb
Obciążenie stałe	g = 13,15kN/mb

1.10. Schemat i wartości statyczne.

Belka sześcioprzęsłowa z obustronnymi przewieszzeniami o rozpiętości przęseł 1,50+6x3,00+1,50m

Statyka belki ciągłej

Reakcje podporowe	Siła poprzeczna	Siła poprzeczna	Momenty
[kN]	[kN]	[kN]	kNm
		Qp[0]= -0.000	
R[1]= 41.536 -14.794	Ql[1]= -19.725	Qp[1]= 21.811	M[1]=
R[2]= 36.795	Ql[2]= -17.639	Qp[2]= 19.156	M[2]= -8.535
R[3]= 40.209	Ql[3]= -20.294	Qp[3]= 19.915	M[3]= -10.242
R[4]= 39.071	Ql[4]= -19.535	Qp[4]= 19.535	M[4]= -9.673
R[5]= 40.209	Ql[5]= -19.915	Qp[5]= 20.294	M[5]= -10.242
R[6]= 36.795	Ql[6]= -19.156	Qp[6]= 17.639	M[6]= -8.535
R[7]= 41.536	Ql[7]= -21.811	Qp[7]= 19.725	M[7]= -14.794
	Ql[8]= 0.000		
Momenty przęsłowe maksymalne [kNm]	Momenty przęsłowe minimalne		
[kNm]			
brak ekstremum przęsła 0-1	brak ekstremum przęsła 0-1		
max M[1-2]= 3.295 x= 3.161 m	min M[1-2]= 3.295x= 3.161 m		
max M[2-3]= 5.418 x= 5.961 m	min M[2-3]= 5.418x= 5.961 m		
max M[3-4]= 4.838 x= 9.017 m	min M[3-4]= 4.838x= 9.017 m		
max M[4-5]= 4.838 x= 11.988 m	min M[4-5]= 4.838x= 11.988 m		
m			
max M[5-6]= 5.418 x= 15.047 m	min M[5-6]= 5.418x= 15.047 m		
m			
max M[6-7]= 3.295 x= 17.845 m	min M[6-7]= 3.295x= 17.845 m		
m			
brak ekstremum przęsła 7-8	brak ekstremum przęsła 7-8		

1.11. Zestawienie obciążeń na podciągi stropu w rozstawie co

1,80+3,20+3,80+3,80+3,20+1,80m (stan po zmianie sposobu użytkowania i wykonaniu antresoli. (podciąg obciążony reakcją z podpór antresoli.

-z żeber stropu podpora 1 $41,54/1,225=33,91\text{kN}/\text{mb}$

-ciężar własny podciągu 30x45cm $0,30\times 0,45\times 25,0\times 1,1=3,72\text{kN}/\text{mb}$

Obciążenie stałe $G = 37,63\text{kN}/\text{mb}$

1.12. Obciążenie reakcją ze słupka antresoli $R=60,00\text{kN}$ w przęśle 3 w odległości 0,85m od podpory 2 i w przęśle 4 w odległości 2,95m od podpory 3,

Schemat i wartości statyczne.

Belka sześcioprzęsłowa o rozpiętości przęseł
1,80+3,20+3,80+3,80+3,20+1,80m

Statyka belki ciągłej

Reakcje podporowe Siła poprzeczna Siła poprzeczna Momenty podporowe

[kN]

[kN]

[kN]

kNm

R[0]= 23.731

Qp[0]= 23.731

R[1]= 92.269

Ql[1]= -44.003

Qp[1]= 48.266

M[1]= -18.245

R[2]= 188.265

Ql[2]= -72.150

Qp[2]= 116.114

M[2]= -56.461

R[3]= 173.760

Ql[3]= -86.880

Qp[3]= 86.880

M[3]= -63.916

R[4]= 188.265

Ql[4]= -116.114

Qp[4]= 72.150

M[4]= -56.461

R[5]= 92.269

Ql[5]= -48.266

Qp[5]= 44.003

M[5]= -18.245

R[6]= 23.731

Ql[6]= -23.731

Momenty przęsłowe maksymalne [kNm] Momenty przęsłowe minimalne [kNm]

max M[0-1]= 7.483 x= 0.632 m

min M[0-1]= 7.483x= 0.632 m

max M[1-2]= 12.708 x= 3.084 m

min M[1-2]= 12.708x= 3.084 m

max M[2-3]= 36.378 x= 6.495 m

min M[2-3]= 36.378x= 6.495 m

max M[3-4]= 36.373 x= 11.091 m

min M[3-4]= 36.373x=

11.091 m

max M[4-5]= 12.708 x= 14.521 m

min M[4-5]= 12.708x=

14.521 m

max M[5-6]= 7.483 x= 16.971 m

min M[5-6]= 7.483x= 16.971 m

1.13. Obciążenie reakcją ze słupka antresoli $R=30,00\text{kN}$ w przęśle 3 w odległości 0,85m od podpory 2 i w przęśle 4 w odległości 2,95m od podpory 3,

Schemat i wartości statyczne.

Belka sześcioprzęsłowa o rozpiętości przęseł
1,80+3,20+3,80+3,80+3,20+1,80m

Statyka belki ciągłej

Reakcje podporowe Siła poprzeczna Siła poprzeczna Momenty podporowe

[kN]	[kN]	[kN]	kNm
R[0]= 22.325		Qp[0]= 22.325	
R[1]= 96.937	Ql[1]= -45.409	Qp[1]= 51.528	M[1]= -20.776
R[2]= 161.778	Ql[2]= -68.888	Qp[2]= 92.890	M[2]= -48.552
R[3]= 160.208	Ql[3]= -80.104	Qp[3]= 80.104	M[3]= -55.758
R[4]= 161.778	Ql[4]= -92.890	Qp[4]= 68.888	M[4]= -48.552
R[5]= 96.937	Ql[5]= -51.528	Qp[5]= 45.409	M[5]= -20.776
R[6]= 22.325	Ql[6]= -22.325		

Momenty przęsłowe maksymalne [kNm] Momenty przęsłowe minimalne [kNm]

max M[0-1]= 6.622 x= 0.595 m	min M[0-1]= 6.622x= 0.595 m
max M[1-2]= 14.503 x= 3.171 m	min M[1-2]= 14.503x= 3.171 m
max M[2-3]= 29.501 x= 6.676 m	min M[2-3]= 29.501x= 6.676 m
max M[3-4]= 29.501 x= 10.931 m	min M[3-4]= 29.501x=
10.931 m	
max M[4-5]= 14.503 x= 14.435 m	min M[4-5]= 14.503x=
14.435 m	
max M[5-6]= 6.622 x= 17.009 m	min M[5-6]= 6.622x= 17.009 m

1.14. Obciążenie reakcją ze słupka antresoli R=35,00kN w przęśle 3 w odległości 0,85m od podpory 2 i w przęśle 4 w odległości 2,95m od podpory 3,

Schemat i wartości statyczne.

Belka sześcioprzęsłowa o rozpiętości przęseł
1,80+3,20+3,80+3,80+3,20+1,80m

Styka belki ciągłej

Reakcje podporowe Siła poprzeczna Siła poprzeczna Momenty podporowe

R[0]= 22.559		Qp[0]= 22.559	
R[1]= 96.159	Ql[1]= -45.175	Qp[1]= 50.984	M[1]= -20.354
R[2]= 166.193	Ql[2]= -69.432	Qp[2]= 96.761	M[2]= -49.870
R[3]= 162.466	Ql[3]= -81.233	Qp[3]= 81.233	M[3]= -57.118

R[4]= 166.193 Ql[4]= -96.761 Qp[4]= 69.432 M[4]= -49.870
 R[5]= 96.159 Ql[5]= -50.984 Qp[5]= 45.175 M[5]= -20.354
 R[6]= 22.559 Ql[6]= -22.559

Momenty przęsłowe maksymalne [kNm]	Momenty przęsłowe minimalne [kNm]
max M[0-1]= 6.762 x= 0.601 m	min M[0-1]= 6.762x= 0.601 m
max M[1-2]= 14.184 x= 3.156 m	min M[1-2]= 14.184x= 3.156 m
max M[2-3]= 30.563 x= 6.645 m	min M[2-3]= 30.563x= 6.645 m
max M[3-4]= 30.563 x= 10.961 m	min M[3-4]= 30.563x= 10.961 m
max M[4-5]= 14.184 x= 14.449 m	min M[4-5]= 14.184x= 14.449 m
max M[5-6]= 6.762 x= 17.002 m	min M[5-6]= 6.762x= 17.002 m

1.15. WNIOSEK; PO PRZEPROWADZONEJ ANALIZIE PORÓWNAWCZEJ ISTNIEJĄCYCH I PROJEKTOWANYCH OBCIĄŻEŃ W ZAPROJEKTOWANYM KŁADZIE KONSTRUKCYJNYM I USYTUOWANIU ANTRESOLI NA STROPIE NAD PIWNICAMI (słupy stoją bezpośrednio na podciągach poprzecznych stropu nad piwnicą) MAKSYMALNA DOPUSZCZALNA WARTOŚĆ REAKCJI Z KAZDEGO ZE SŁUPÓW ANTRESOLI KTÓRĄ PRZENIESIE STROP BEZ DODATKOWYCH WZMOCNIEŃ WYNOŚI N=35,00kN.

2, SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCEGO RYGŁA RAMY GŁÓWNEJ STROPODACHU ORAZ MOŻLIWOSCI PODWIESZENIA DO NIEGO ZAWIESI WCIĄGNIKÓW SZTANKIET O UDŹWIGU 5,00kN.

2,1, Zestawienie obciążeń na płytę stropodachu (stan istniejący).

Kąt nachylenia więźby dachowej $\alpha=5^\circ$ $\cos\alpha=0,996$ - wpływ nachylenia pominięto.

-pokrycie papą bitumiczna 2x	$2 \times 0,06 \times 1,2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
-suprema 5cm lub wełna mineralna 15cm	$0,05 \times 4,50 \times 1,2 = 0,27 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa stropodachu max10cm	$0,10 \times 25,0 \times 1,1 = 2,75 \text{ kN/m}^2$

-żebra żelbetowe 20x40cm co 220cm	$0,20 \times 0,40 \times 25,0 \times 1,1 / 2,20 = 1,00 \text{ kN/m}^2$
-tynk wapienny 1,5cm	$0,015 \times 18,0 \times 1,2 = 0,33 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 4,50 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie śniegiem II strefa	$S = 0,9 \times 0,8 \times 1,4 = 1,01 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 5,51 \text{ kN/m}^2$

2,2, Zestawienie obciążeń na rygiel stropodachu w rozstawie co 5,95m (stan istniejący).

-z płyty stropodachu - podpora przy dylatacji	$0,395 \times 6,0 \times 5,51 = 13,06 \text{ kN/m}$
-ciężar własny 40x140	$0,40 \times 1,40 \times 25,0 \times 1,1 = 15,40 \text{ kN/m}$
Obciążenie stałe	$g = 28,46 \text{ kN/m}$

2.3. Schemat i wartości statyczne.

Przyjęto schemat zastępczy rygla obustronnie zamocowanego o rozpiętości 17,50m obciążonego obciążeniem ciągłym zbierającym z rozpiętości 0,5x2x6,0m oraz siłami skupionymi z zawiesi wciągników równymi $N=10,0\text{kN}$ w odległości 3,50m od podpór.

2.4. Statyka belki ciągłej obciążonej obciążeniem ciągłym $q=28,46\text{kNm}$ (stan istniejący)

Reakcje podporowe	Siła poprzeczna	Siła poprzeczna	Momenty
[kN]	[kN]	[kN]	kNm
$R[0]= 249.025$	$Qp[0]= 249.025$	$M[0]= -726.323$	
$R[1]= 249.025$	$Ql[1]= -249.025$	$M[1]= -726.323$	
Momenty przęsłowe maksymalne [kNm]		Momenty przęsłowe minimalne [kNm]	
$\max M[0-1]= 363.161 \text{ x}= 8.749 \text{ m}$		$\min M[0-1]= 363.161 \text{ x}= 8.749 \text{ m}$	

2.5. Statyka belki ciągłej obciążonej siłami skupionymi równymi $N=10,0\text{kN}$ w odległości 3,50m od podpór.

Reakcje podporowe	Siła poprzeczna	Siła poprzeczna	Momenty
[kN]	[kN]	[kN]	kNm

R[0]= 10.000		Qp[0]= 10.000	M[0]=
-28.000			
R[1]= 10.000	Ql[1]= -10.000		M[1]= -28.000
Momenty przęsłowe maksymalne [kNm]		Momenty przęsłowe minimalne [kNm]	
max M[0-1]= 7.000 x= 6.300 m		min M[0-1]= 7.000x= 6.300 m	

2.6. Przyrost wartości momentów zginających po zamocowaniu wciągników

podporowe $\mu = \frac{28,00}{726,32} \times 100\% = 3,86\% < 4\%$, przęsłowe

$$\mu = \frac{7,00}{363,16} \times 100\% = 1,93\% < 4\%$$

2.7. Przyrost wartości sił poprzecznych po zamocowaniu wciągników

$$\mu = \frac{10,00}{249,03} \times 100\% = 4,00\% < 4\%$$

2.8. WNIOSEK; PRZYROST WARTOŚCI MAX MOMENTÓW I SIŁ POPRZECZNYCH PO ZAMONTOWANIU WCIĄGNIKÓW NIE PRZEKROCY 4%, I JEST TO WARTOŚĆ BEZ WIEKSZEGO WPŁYWU NA STATECZNOŚĆ ZARÓWNO ŻELBETOWEJ RAMY NOŚNEJ STROPODACHU JAK I STATECZNOŚĆ CAŁEGO BUDYNKU.

3. OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE ZAWIESIA WCIĄGNIKÓW N=10,0kN

3.1. Zaprojektowano zawiesie do wciągnika elektrycznego o uciążu 5,00kN wraz z ciężarem własnym przyjęto wartość 10,0kN jako pręt okrągły \varnothing 25mm, nagwintowany na obu końcach i osadzony w belce głównej ramy w wywierconym uprzednio otworze \varnothing 28mm, w odległości max. 3,50m od podpór zewnętrznych belki oraz minimum 50cm powyżej jej dolnej krawędzi. Do pręta zamocowanego w ryglu dołączone zawiesie wykonane z pręta ϕ 12 w kształcie litery U, zakończone zespawaną w kółko końcówką o średnicy wewnętrznej 26-27mm nachodzącą na pręt poziomy i zabezpieczonego obustronnie nakrętką M25.

3.2. Zestawienie obciążeń.

Obciążenie z wciągarki – udźwig	5,00x1,4=7,00kN
Ciężar własny wciągarki	2,50x1,2=3,00kN
Razem	=10,00kN

**3.3. Nośność pręta $\phi 10$ ze stali A-I o wytrzymałości obliczeniowej
Ra=190MPa**

Przekrój pręta Fz=0,79cm²

Siła przenoszona przez pręt $\phi 12$

$$N_p = 0,79 \times 19,0 \text{ kN/cm}^2 = 15,01 \text{ kN} \gg 10,0 \text{ kN}$$

Współczynnik wykorzystania nośności n=15,01/10,0=1,50

3.4. Nośność pręta poziomego $\phi 25$ ścinanego siłą Nmax=10,0kN

Lub zginana momentem M=0,02x10,0=0,20kNm

Wskaźnik wytrzymałości przekroju Wx=0,1xd³=0,1x2,5³=1,56cm³,

Przekrój pręta Fz=4,91cm²

Potrzebny wskaźnik wytrzymałości Wx potrz=20/19=1,1cm³<1,56cm³

Współczynnik wykorzystania nośności n=1,56/1,10=1,42

Siła ścinająca przenoszona przez pręt $\phi 25$

$$N_s = 4,91 \times 19,0 \text{ kN/cm}^2 = 93,29 \text{ kN} \gg 10,0 \text{ kN}$$

KONIEC OPRACOWANIA.

Opracował:

Kraków sierpień 2006r.

inż. Jerzy Borkowski