

KATARZYNA KUBICKA¹
URSZULA RADON²
WALDEMAR SZANIEC³

Kielce University of Technology

¹ e-mail: ksuckert@tu.kielce.pl

² e-mail: zmbur@tu.kielce.pl

³ e-mail: waldek.szaniec@tu.kielce.pl

THE INFLUENCE OF BOUNDARY CONDITIONS ON THE SAFETY OF STEEL TRUSSES SUBJECTED TO HIGH TEMPERATURES

WPŁYW WARUNKÓW BRZEGOWYCH NA BEZPIECZEŃSTWO STALOWYCH KRATOWNIC PODDANYCH DZIAŁANIU WYSOKICH TEMPERATUR

Abstract

The study provides an analysis of three trusses that differed only with respect to support. All trusses were analysed for normal and accidental design cases, latter under fire load. A standard fire curve was adopted, and it was assumed that all the elements were heated from all sides. Using the MES3D program, temperature increase in bars, values of displacements and those of axial forces were determined for all structures in the successive minutes of the fire. The state of stress and displacement in the successive minutes of fire was discussed.

Keywords: fire analysis, steel structure, limitation of thermal deformation, high temperatures

Streszczenie

Artykuł dotyczy analizy trzech kratownic, różniących się między sobą sposobem podparcia. Wszystkie kratownice zostały przeanalizowane w normalnej sytuacji projektowej oraz podczas pożaru. Zastosowano krzywą pożaru standardowego i założono, że wszystkie elementy są ogrzewane z każdej strony. W kolejnych minutach trwania pożaru obliczono wzrost temperatury w prętach kratownicy, przemieszczenia węzłów oraz siły osiowe. Do obliczeń wykorzystano program MES3D. Omówiono stan naprężeń i przemieszczeń w kolejnych minutach pożaru.

Słowa kluczowe: analiza pożarowa, konstrukcje stalowe, blokada swobodnych odkształceń termicznych, wysokie temperatury

1. Introduction

Steel is a material widely used in building structures because of its advantageous properties, mainly the mechanical ones. Steel, however, has some drawbacks. The major, and the most serious one, is steel extremely low resistance to high temperatures. Additionally, in a statically indeterminate structure, high temperature may induce additional internal forces. Consequently, the bearing capacity of structures decreases, the effect of actions changes, and the stress of elements increases, which directly leads the ultimate limit state (ULS) being reached. Such a situation repeatedly results in building failures or collapses, which not only cause enormous financial losses, but above all, pose a serious threat to human

1. Wprowadzenie

Ze względu na swoje korzystne właściwości, szczególnie mechaniczne, stal jest chętnie wykorzystywana w budownictwie. Niemniej jednak nie jest to materiał pozbawiony wad. Jedną z najpoważniejszych jest bardzo niska odporność na działanie wysokich temperatur. Dodatkowo, w przypadku konstrukcji statycznie niewyznaczalnych, wysokie temperatury mogą generować dodatkowe siły przekrojowe. Wraz z rozwojem pożaru spada nośność konstrukcji, zmiana ulega efekt oddziaływań, więc wyężenie elementów wzrasta, co bezpośrednio prowadzi do przekroczenia stanu granicznego nośności (SGN).

W artykule skupiono się na wpływie wysokich temperatur na powstawanie dodatkowych sił przekrojowych

life. Such situation is reflected in real damages or collapse of steel halls.

This paper focuses on the effect produced by the action of additional forces caused by high temperatures. This factor was involved in the damage to Chemko-System steel building in Rudna Wielka. The building purlins were statically indeterminate continuous beams. Those were connected to the main roof girders in the way which prevented their sliding, i.e. the bottom flanges of the purlins were welded to top flanges of the I-beams. Such a connection restrained purlin displacements along their horizontal axis. Purlin elongation due to high temperature was limited by their restraint (welding) in the beams that were about 83 times more rigid. That generated very high compressive forces in the purlins, leading to their bending and torsion [1].

Another induced collapse occurred in 2012 in Lubań. The steel building withstood fire for only 17 minutes. It was designed, and made, of thin-walled steel elements of a thickness not greater than 3 mm. Such buildings are characterized by low dead load, which optimizes the costs, but as indicated by the example given above, they are not suitable for fire conditions. The steel part of the building was entirely destroyed, and the components could only be scrapped. Traces of paint survived on steel elements, which indicates a relatively low temperature which those areas were exposed to. The temperature was estimated at 200–300°C. Deformations of the elements point to the generation of additional forces originating from excessive displacements, which finally resulted in the change in the static scheme [2].

The next case of steel building failure in the fire was analysed in [3]. The fire caused local damages mainly involving lateral torsional buckling of the plate girder rafter of the load bearing frame, directly affected by fire, and also the global stability loss in a few adjacent purlins. The deformations were accompanied by increment of deflections in the structure components examined. That resulted from plastic deformations induced in the most stressed beam zones. The maximum deflection of the purlins reached 504 mm, which meant those elements needed to be replaced.

The basic principles of the fire analysis of steel structures are now well elaborated. There are not only appropriate codes and regulations, but also many handbooks [4–6], which systematize the knowledge in this field. Nevertheless, cited examples of the failures expressly indicate the need to broad consciousness of designers in the factors that could be dangerous for structure in case of fire, as for example considered in

wych. Ten czynnik znalazł swoje odzwierciedlenie w przypadku uszkodzenia stalowej hali Chemko-System w Rudnej Wielkiej. Płatwiami hali były ciągle wieloprzęsłowe belki statycznie niewyznaczalne. Połączono je z głównymi dźwigarami dachowymi w sposób nieprzesuwny, tj. przyspawano półki dolne płatwi do pasów górnych dwuteowych belek. To połączenie ograniczało przemieszczenia płatwi wzdłuż ich osi podłużnej. Powstałe w wyniku oddziaływania wysokiej temperatury wydłużenie płatwi było ograniczone przez ich zamocowanie (przyspawanie) w około 83 razy sztywniejszych belkach. Spowodowało to powstanie w płatwiach bardzo dużych sił ściskających, których skutkiem było ich wygięcie oraz skręcenie [1].

Inny przypadek awarii spowodowanej pożarem wystąpił w roku 2012 w Lubaniu. Stalowy budynek wytrzymał pożar jedynie przez 17 minut. Był on zaprojektowany ze stalowych cienkościennych elementów, grubości nie większej niż 3 mm. Takie budynki charakteryzuje niski ciężar własny, co pozwala ograniczyć koszty, ale jak wskazuje przytoczony przykład, nie sprawdzają się one w warunkach pożarowych. Hala uległa całkowitemu zniszczeniu w części stalowej i jej elementy nadawały się do złomowania. Na elementach widoczne były ślady farby, co świadczy o niskiej temperaturze, jaka w tych obszarach panowała – oceniono ją na około 200–300°C. Deformacje elementów świadczą o powstaniu dodatkowych sił, które były wynikiem nadmiernych przemieszczeń, a w końcowej fazie nastąpiła zmiana schematu statycznego [2].

Następny przypadek awarii pożarowej jest opisany w [3]. Pożar spowodował lokalne zniszczenia polegające głównie na zwichrzeniu blachownicowego rygla ramy nośnej bezpośrednio objętej przez ogień oraz na globalnej utracie stateczności kilku sąsiadujących płatwi dachowych. Wskazanim deformacjom towarzyszył znaczny przyrost ugięcia badanych elementów konstrukcji. Wynikał on z indukowania się odkształceń plastycznych w najbardziej wyężonych strefach belek. Maksymalne ugięcie płatwi wyniosło 504 mm, co było równoznaczne z koniecznością wymiany elementu.

Podstawy analizy pożarowej konstrukcji stalowych są obecnie dobrze opracowane. Dostępne są nie tylko stosowne normy i regulacje, ale również podręczniki systematyzujące wiedzę dotyczącą tej dziedziny [4–6]. Niemniej jednak przytoczone powyżej przykłady awarii jednoznacznie wskazują na potrzebę poszerzenia świadomości projektantów w zakresie czynników, które mogą być niebezpieczne dla konstrukcji w warunkach pożaru, jak np. blokada swo-

article restraint against free thermal deformation or description of fire curve [7]. To improve methods of fire analysis they are recently combined with methods of reliability analysis [8, 9].

2. The fire analysis of steel trusses with different boundary conditions

The trusses shown in Figure 1a–1c, were subjected to fire analysis. Each of those structures is statically indeterminate. They differ only with respect to support. It was assumed that the whole structures were made from steel, with yield strength $f_y = 235$ MPa and modulus of elasticity $E = 210$ GPa. All the elements were designed as made of circular hollow section (CHS) with first class section. For the elements of the bottom chord profile CHS 48.3 x 4.5 was adopted, for the top chord – CHS 70 x 4.5, for the bracings – CHS 63.5 x 4.5. The concentrated forces in the top nodes were the only load.

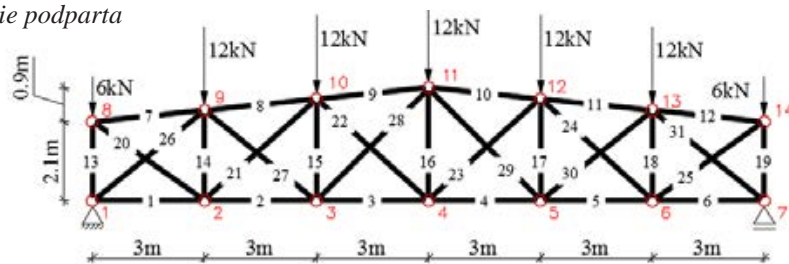
body odkształceń termicznych czy opis krzywych pożarowych [7]. W celu rozwinięcia metod analizy pożarowej są one ostatnio łączone z metodami analizy niezawodnościowej [8, 9].

2. Analiza pożarowa stalowych kratownic o różnych warunkach brzegowych

Analizie pożarowej poddano kratownice przedstawione na rysunku 1a–1c. Każda z tych konstrukcji jest statycznie niewyznaczalna. Różnią się między sobą jedynie warunkami podparcia. Założono, że cała konstrukcja jest wykonana ze stali o granicy plastyczności $f_y = 235$ MPa i module sprężystości $E = 210$ GPa. Wszystkie elementy zaprojektowano jako wykonane z rur o pierwszej klasie przekroju. Dla elementów pasa dolnego przyjęto profil RO 48,3 x 4,5, dla pasa górnego – RO 70 x 4,5, natomiast dla skratowania (słupków i krzyżulcy) założono profil RO 63,5 x 4,5. Jako obciążenie przyjęto jedynie siły skupione przyłożone w węzłach pasa górnego.

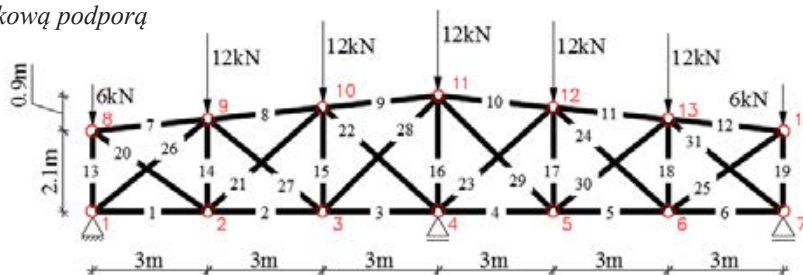
a) the simply-supported truss

a) kratownica swobodnie podparta



b) the truss with the additional support

b) kratownica z dodatkową podporą



c) the truss restrained against free thermal deformation

c) kratownica z blokadą swobodnych odkształceń termicznych

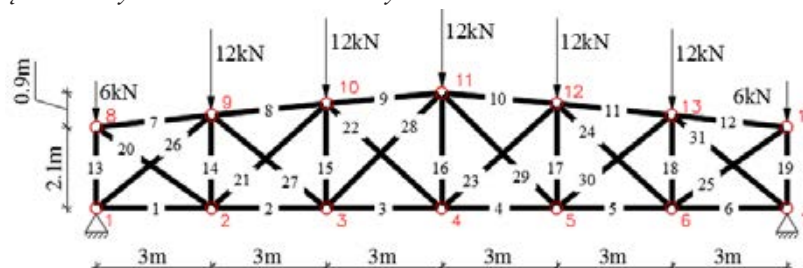


Fig. 1. Analyzed steel trusses

Rys. 1. Analizowane kratownice stalowe

For the structures shown in the Figures 1a–1c the stress and displacement state analysis was carried out in basic [10] and accidental fire [11, 12] design situation. The MES3D program, developed by W. Szaniec [13], was used for this purpose. To describe the fire, acting on the structure, standard fire curve [11] was adopted. The temperature of fire gases is described as follows:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \quad (1)$$

where: t – fire duration min.

It was assumed that all elements were heated from each side. As the fire insulation the spray-applied vermiculite mortar with cement with thickness equal to 2 cm was assumed. This material had the following thermal characteristics: density $\rho_p = 550 \text{ kg/m}^3$, thermal conductivity, $\lambda_p = 0.12 \text{ W/(mK)}$, specific heat $c_p = 1100 \text{ J/(kgK)}$.

For each profile the temperature analysis was carried out. The resistance in tension and buckling resistance (for compressed elements) were defined. The changes in elements temperatures, Young's modulus, yield strength and resistance with the development of fire is shown in Tables 1-3.

Table 1. Thermal analysis of the bottom chord elements

Tabela 1. Analiza termiczna elementów pasa dolnego

CHS 48.3 x 4.5					
Fire duration [min]	Temperature of an element [°C]	E [GPa]	f_y [MPa]	The resistance for elements in tension [kN]	The buckling resistance (compressed elements) [kN]
0	20	210	235	145	31
5	37	210	235	145	25
10	80	210	235	145	25
15	127	204	235	145	24
20	174	195	235	145	23
25	219	185	235	145	23
30	263	176	235	145	22

Table 2. Thermal analysis of the top chord elements

Tabela 2. Analiza termiczna elementów pasa górnego

CHS 70 x 4.5					
Fire duration [min]	Temperature of an element [°C]	E [GPa]	f_y [MPa]	The resistance for elements in tension [kN]	The buckling resistance (compressed elements) [kN]
0	20	210	235	218	93
5	37	210	235	218	68
10	80	210	235	218	68
15	127	204	235	218	67
20	174	195	235	218	64
25	219	185	235	218	62
30	263	176	235	218	60

Dla kratownic przedstawionych na rysunku 1a-1c przeprowadzono analizę stanu naprężeń i stanu przemieszczeń w podstawowej [10] oraz wyjątkowej [11, 12] sytuacji pożarowej. W tym celu posłużono się programem MES3D, autorstwa W. Szańca [13]. Do opisu pożaru, działającego na konstrukcję, wykorzystano standardową krzywą pożarową [11], opisaną wzorem:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \quad (1)$$

gdzie: t – czas trwania pożaru, min.

Założono, że elementy kratownic są narażone na oddziaływanie pożaru z każdej strony. Jako izolację konstrukcji przyjęto zaprawę wermikulitową z cementem, o grubości 2 cm i następujących charakterystykach właściwości cieplnych: gęstość $\rho_p = 550 \text{ kg/m}^3$, przewodność cieplna $\lambda_p = 0,12 \text{ W/(mK)}$, ciepło właściwe $c_p = 1100 \text{ J/(kgK)}$.

Dla poszczególnych profili przeprowadzono analizę temperaturową oraz określono nośność na rozciąganie i ściskanie z uwzględnieniem wyoboczenia. Zmiany temperatury elementów, modułu Younga, granicy plastyczności oraz nośności wraz z rozwojem pożaru zostały przedstawione w tabelach 1-3.

Table 3. Thermal analysis of the bracing elements
Tabela 3. Analiza termiczna krzyżulców

CHS 63.5 x 4.5													
Fire duration [min]	Temperature of an element [°C]	E [GPa]	f_y [MPa]	The resistance for elements in tension [kN]	The buckling resistance (compressed elements) [kN]								
					(l = 2.1m-el.13.19)	(l = 2.4m-el.14.18)	(l = 2.7m-el.15.17)	(l = 3m-el.16)	(l = 3.66m-el.20.25)	(l = 4.04m-el.21-24)	(l = 4.24m-el.28.29)	(l = 3.84m-el.26.27.30.31)	
0	20	210	235	196	121	97	81	68	48	42	37	44	
5	37	210	235	196	83	71	61	53	39	33	31	36	
10	80	210	235	196	83	71	61	53	39	33	31	36	
15	127	204	235	196	82	70	60	52	38	32	30	36	
20	174	195	235	196	80	68	58	50	37	31	29	34	
25	219	185	235	196	78	66	56	48	35	30	28	33	
30	263	176	235	196	75	64	54	46	34	29	27	32	

2.1. The analysis of structure stress state

Knowing the temperature of each elements, it is possible to carry out stress state analysis. In Figures 2-4 the distribution of forces in individual bars of structures depending on the boundary conditions is shown. Compressed elements are marked by red, elements in tension-by green colour. Dotted lines indicate the most stressed elements. In the case of the simply-supported truss (Fig. 2) the forces distribution is identical in basic situation and with taking into account fire influence. This is because the truss with such static scheme has full possibility of free thermal deformation. In such structures additional forces from the temperature are not generated, exceeding ultimate limit state (ULS) occurs as the result of decrease of individual elements resistance under fire influence. For the analyzed truss, the central elements of top chord are most stressed. In the 30th minute of fire duration the degree of their stress is equal to 93%.

2.1. Analiza stanu naprężeń konstrukcji

Znając temperatury poszczególnych elementów, możliwe jest przeprowadzenie analizy stanu naprężeń. Na rysunkach 2-4 przedstawiono rozkład sił w poszczególnych prętach konstrukcji w zależności od sposobu podparcia. Kolorem czerwonym oznaczono elementy ściskane, zielonym – rozciągane. Kropkowaną linią oznaczono najbardziej wyężone elementy. W przypadku kratownicy swobodnie podpartej (rys. 2) rozkład sił pozostaje identyczny zarówno w sytuacji podstawowej, jak i podczas uwzględnienia wpływu pożaru. Wynika to z faktu, że kratownica o tym schemacie ma pełną możliwość swobodnych odkształceń termicznych. W takich konstrukcjach nie generują się dodatkowe siły od temperatury, a przekroczenie stanu granicznego nośności (SGN) następuje na skutek malejącej wraz rozwojem pożaru nośności poszczególnych elementów. Dla analizowanej kratownicy najbardziej wyężonymi elementami są centralne pręty pasa górnego. Stopień ich wyężenia w 30. minucie trwania pożaru jest równy 93%.

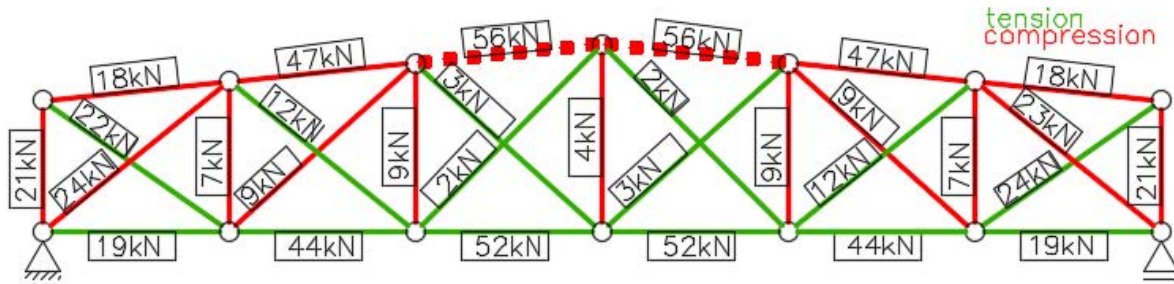


Fig. 2. The distribution of axial forces in the simply-supported truss
 Rys. 2. Rozkład sił osiowych w kratownicy swobodnie podpartej

The next stage was the analysis of structure with the additional support in the middle of bottom chord span (Fig. 3). The structure with such static scheme is internally and externally statically indeterminate, but has freedom of thermal deformation. Thanks to that, with fire duration, i.e. increase of thermal load, additional forces are not induced. They stay identical as in the basic design situation. In this case, the central cross-braces are the most stressed. In the 30th minute of fire duration the degree of its stress is equal to 55%.

Kolejnym etapem było przeanalizowanie konstrukcji z dodatkową podporą w połowie rozpiętości pasa dolnego (rys. 3). Konstrukcja o takim schemacie jest wewnątrz i zewnątrz statycznie niewyznaczalna, ale ma swobodę odkształceń termicznych. Dzięki temu wraz z rozwojem pożaru, czyli wzrostem obciążenia temperaturą, nie indukują się dodatkowe siły. Pozostają one identyczne jak w podstawowej sytuacji projektowej. W tym przypadku najbardziej wyężone są centralne krzyżulce. W 30. minucie pożaru osiąga on stopień wyężenia równy 55%.

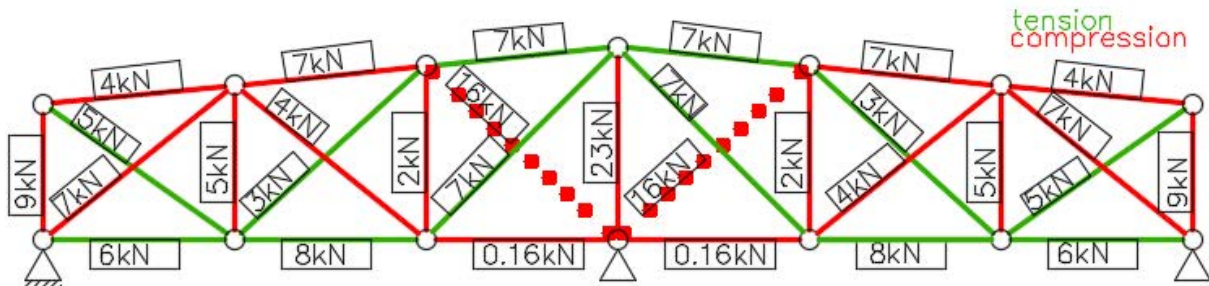


Fig. 3. The distribution of axial forces in the truss with the additional support
 Rys. 3. Rozkład sił osiowych w kratownicy z dodatkową podporą

The blockade of free thermal deformation causes that structure becomes extremely sensitive to temperature, even very low. The structure shown in Figure 4 lost its bearing capacity already in 3rd minute of fire duration, when increment of temperature was equal only about 5°C. With fire duration the forces distribution in structure's element changed dramatically. In the 1st minute there was not any temperature increment, so forces stayed the same as in basic design situation (Fig. 4a). Then the most stressed elements were extreme cross-braces. In the next minute it was similar, but some of forces increased slightly (Fig. 4b). In the decisive-3rd minute (Fig. 4c) the most elements of bottom chord became compressed.

Blokada swobodnych odkształceń termicznych powoduje, że konstrukcja staje się wyjątkowo wrażliwa na działanie temperatur, nawet bardzo niskich. Konstrukcja przedstawiona na rysunku 4 traci nośność już w 3. minucie trwania pożaru, kiedy przyrost temperatury jest nieznaczny – ok. 5°C. Wraz z rozwojem pożaru drastycznie zmienia się rozkład sił w elementach konstrukcji. W 1. minucie nie ma jeszcze przyrostu temperatury, więc siły pozostają takie same (rys. 4a), a najbardziej wyężone są skrajne krzyżulce. W kolejnej minucie jest podobnie, jedynie niektóre siły zwiększają swoją wartość nieznacznie (rys. 4b). Natomiast w decydującej, 3. minucie (rys. 4c) większość elementów pasa dolnego staje się ściskana.

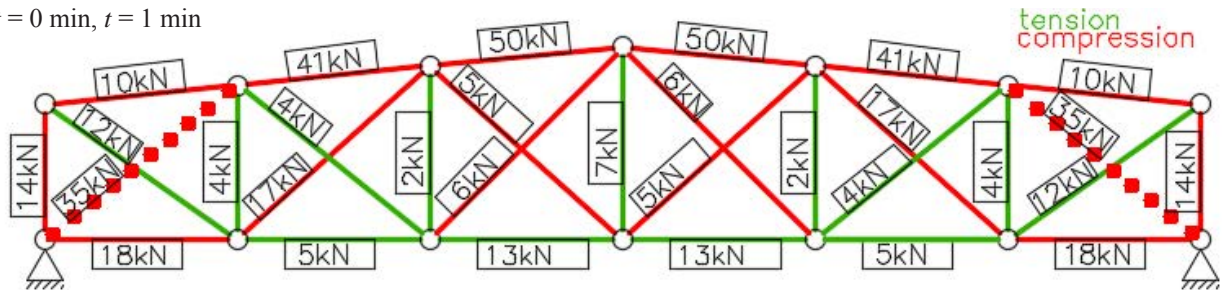
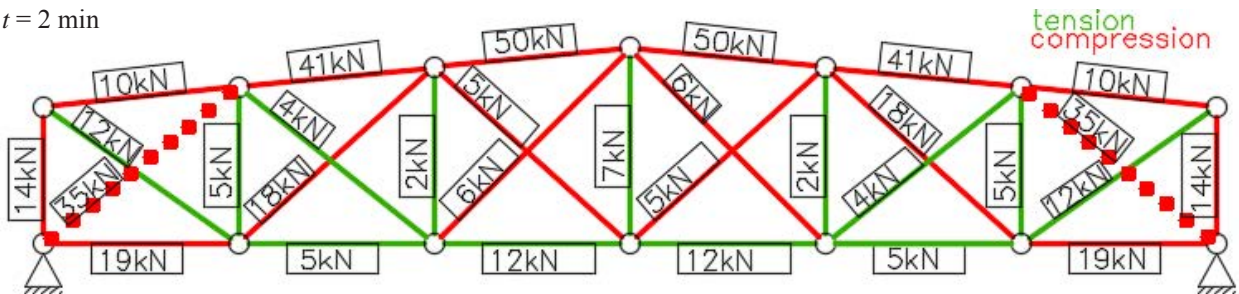
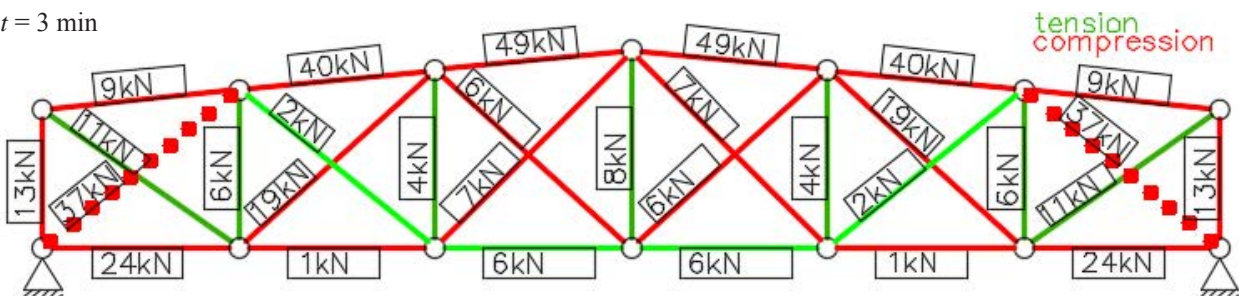
a) $t = 0 \text{ min}, t = 1 \text{ min}$ b) $t = 2 \text{ min}$ c) $t = 3 \text{ min}$ 

Fig. 4. Distribution of axial forces in successive minutes of fire in the truss restrained against free thermal deformation
 Rys. 4. Rozkład sił osiowych w kolejnych minutach pożaru dla kratownicy z blokadą swobodnych odkształceń termicznych

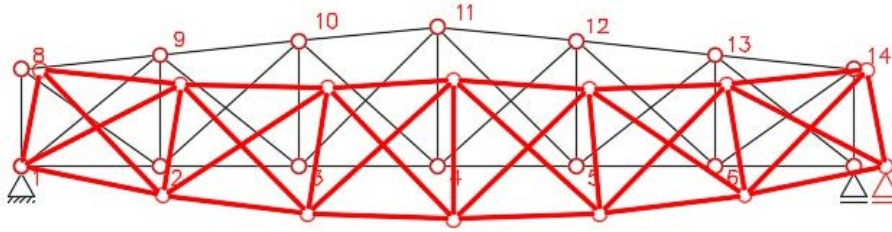
2.2. The analysis of structure displacement state

For the trusses with different support condition, the analysis of displacement state was carried out also. The results are shown in Figures 5-7 and in Tables 4-6. The positive sign of displacement means that the node moved horizontally right or vertically upward. In the case of simply-supported truss (Fig. 5, Table 4) progressive elongation of all elements with fire duration is observed. The support, localized in 7th node enable horizontal displacement of bottom chord's nodes. Because of that possibility additional forces did not occur. The similar situation is in the case of the truss with the additional support (Fig. 6, Table 5). Additionally, such static scheme enabled to reduce bottom chord's deflection. It should also be noticed than for such structure top chord started to gradually soar with fire duration.

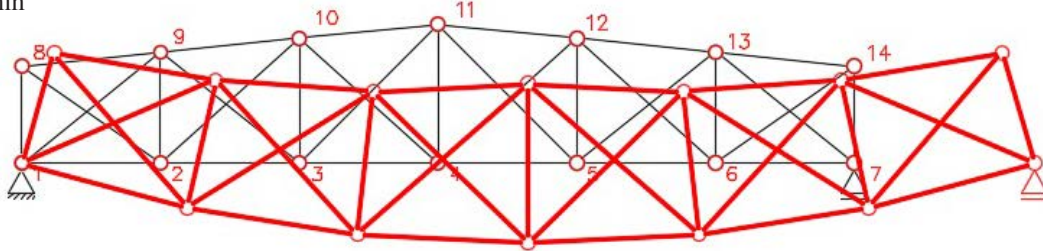
2.2. Analiza stanu przemieszczeń konstrukcji

Dla kratownic o różnych warunkach podparcia przeprowadzono również analizę stanu przemieszczeń. Wyniki przedstawiono na rysunkach 5-7 oraz w tabelach 4-6. Dodatni znak przemieszczenia oznacza, że węzeł przemieścił się poziomowo w prawo lub pionowo w górę. W przypadku kratownicy swobodnie podpartej (rys. 5, tabela 4) obserwujemy stopniowe wydłużenie wszystkich elementów w kolejnych minutach trwania pożaru. Podpora zlokalizowana w siódmym węźle umożliwia przesuw węzłów pasa dolnego w kierunku poziomym. Dzięki tej możliwości nie powstają dodatkowe siły w elementach. Podobnie sytuacja wygląda w przypadku kratownicy z dodatkową podporą (rys. 6, tabela 5). Dodatkowo przyjęcie takiego schematu statycznego powoduje znaczne ograniczenia ugięć pasa dolnego. Warto zauważyć również, że dla takiej konstrukcji wraz z rozwojem pożaru pas górny zaczyna się stopniowo unosić.

a) $t = 0$ min



b) $t = 15$ min



c) $t = 30$ min

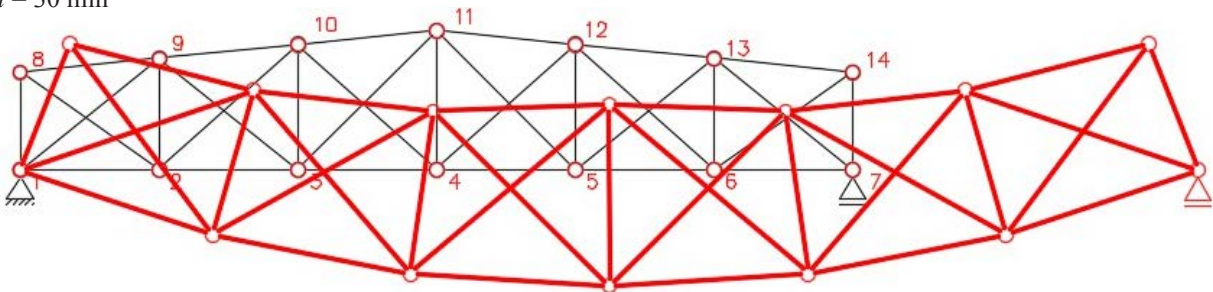


Fig. 5. Displacement of the simply-supported truss: a) in basic design situation, b) in 15th minutes of fire duration, c) in 30th minutes of fire duration

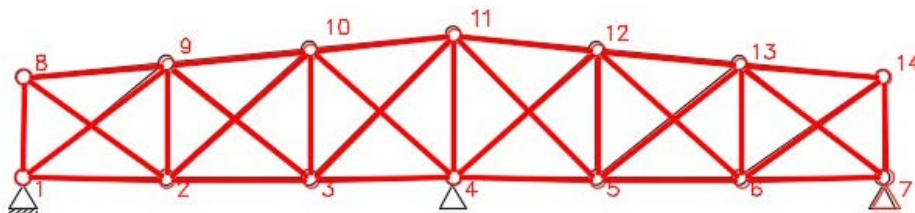
Rys. 5. Przemieszczenia swobodnie podpartej kratownicy: a) w podstawowej sytuacji projektowej, b) w 15. minucie trwania pożaru, c) w 30. minucie trwania pożaru

Table 4. Displacement of simply-supported truss

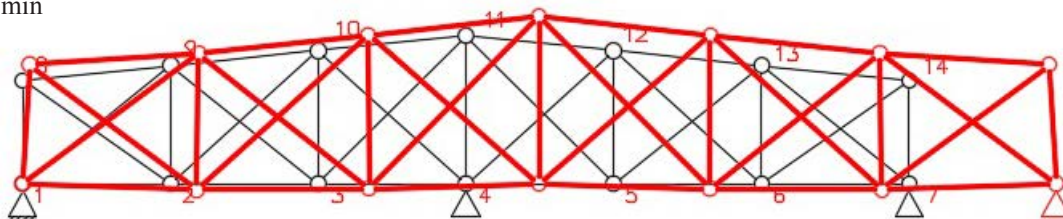
Tabela 4. Przemieszczenia kratownicy swobodnie podpartej

Fire duration [min]	0 min		15 min		30 min	
	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	-6	4	-6	9	-7
3	1	-9	9	-9	1	-11
4	3	-10	14	-10	29	-12
5	4	-9	19	-9	40	-11
6	5	-6	24	-6	50	-7
7	5	0	29	0	59	0
8	4	-0	4	2	4	6
9	4	-6	8	-3	13	0
10	3	-9	11	-6	22	-3
11	3	-10	14	-7	29	-3
12	2	-9	17	-6	37	-3
13	2	-6	21	-3	46	0
14	2	0	25	2	55	6

a) $t = 0 \text{ min}$



b) $t = 15 \text{ min}$



c) $t = 30 \text{ min}$

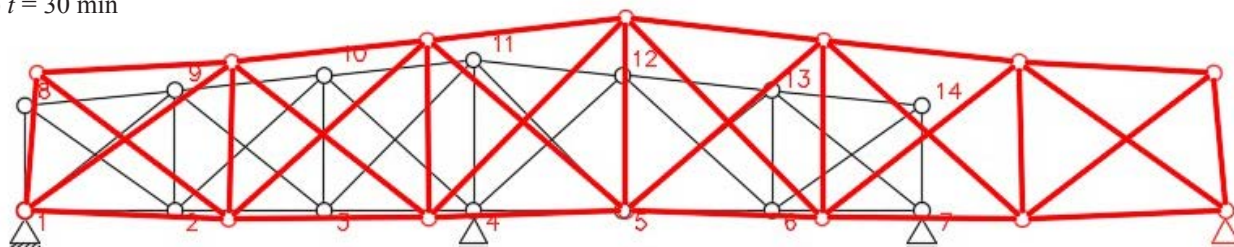


Fig. 6. Displacement of the truss with the additional support: a) in basic design situation, b) in 15th minutes of fire duration, c) in 30th minutes of fire duration

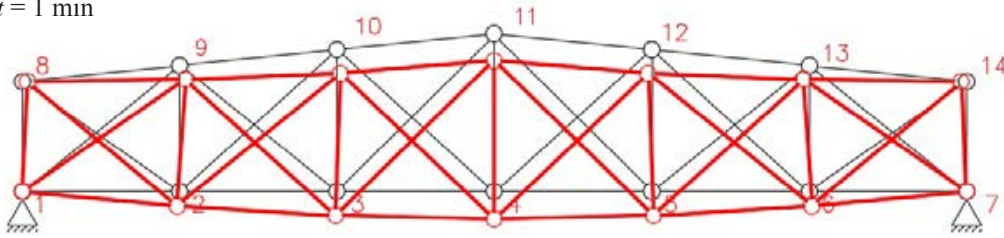
Rys. 6. Przeszyczenia kratownicy z dodatkow podpor: a) w podstawowej sytuacji projektowej, b) w 15. minucie trwania poaru, c) w 30. minucie trwania poaru

Table 5. Displacement of the truss with the additional support

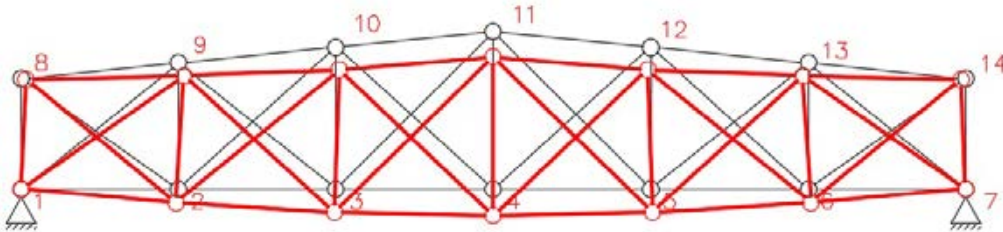
Tabela 5. Przeszyczenia kratownicy z dodatkow podpor

Fire duration [min]	0 min		15 min		30 min	
Node's number	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	-1	4	-1	9	-1
3	0	-1	8	-1	18	-1
4	0	0	12	0	27	0
5	0	-1	16	-1	35	-1
6	1	-1	20	-1	44	-1
7	1	0	24	0	53	0
8	0	-0	0	3	0	6
9	0	-1	4	2	9	6
10	0	-1	8	3	18	6
11	0	-0	12	3	27	8
12	0	-1	16	3	35	7
13	0	-1	20	2	44	6
14	0	-0	23	3	53	6

a) $t = 0 \text{ min}$, $t = 1 \text{ min}$



b) $t = 2 \text{ min}$



c) $t = 3 \text{ min}$

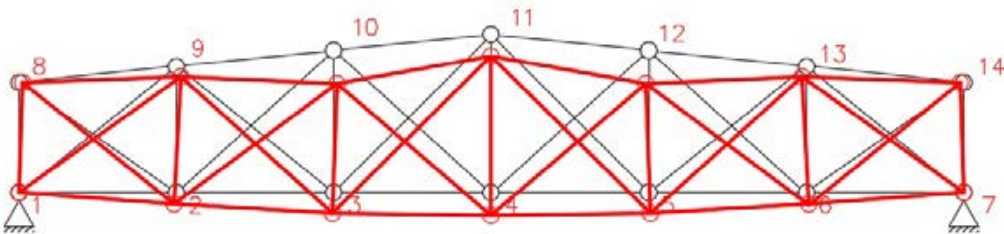


Fig. 7. Displacement of the truss restrained against free thermal deformation: a) in basic design situation, b) in 2nd minutes of fire duration, c) in 3rd minutes of fire duration

Rys. 7. Przeszyczenia kratownicy z blokadą swobodnych odkształceń termicznych: a) w podstawowej sytuacji projektowej, b) w 2. minucie trwania pożaru, c) w 3. minucie trwania pożaru

Table 6. Displacement of the truss restrained against free thermal deformation

Tabela 6. Przeszyczenia kratownicy z blokadą swobodnych odkształceń termicznych

Fire duration [min]	0 min		2 min		3 min	
Node's number	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]	Horizontal displacement u [mm]	Vertical displacement w [mm]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	-3	0	-3	0	-2
3	0	-5	0	-5	0	-4
4	0	-5	0	-5	0	-4
5	0	-5	0	-5	0	-4
6	0	-3	0	-3	0	-2
7	0	0	0	0	0	0
8	1	-0	1	0	1	0
9	1	-3	1	-3	1	-2
10	1	-5	1	-5	1	-4
11	0	-5	0	-5	0	-4
12	-1	-5	-1	-5	-1	-4
13	-1	-3	-1	-3	-1	-2
14	-1	-0	-1	-0	-1	0

In the last case (Fig. 7, Table 6) where the structure restrained against free thermal deformation was analyzed, the displacement was very small both in normal and fire design situation. If the displacements of individual elements are not possible, it causes induction of significant forces under thermal load (as shown in the previous chapter). For this structure fire analysis was carried out only to 3rd minute, because then the ultimate limit state (ULS) was exceeded.

3. Conclusions

The analysis conducted in the study indicates that it is not possible to unambiguously determine the impact of thermal load on statically indeterminate structures. In some structures (simply-supported truss), such forces may not be produced at all, in other structures (truss with deformation restraint), those can reach high values. The blockade of free thermal deformation is the crucial factor that generates significant cross-sectional forces. Therefore, each structure exposed to elevated temperatures should be considered individually in checking ultimate limit state.

Additional cross-sectional forces are not only negative results of thermal load. It has also significant influence on displacement state of structure. Individual bars undergo elongation under high temperatures, which results in change of the displacement state (Figs. 5, 6, Table 4, 5). It has reflection in the assessment of serviceability limit state (SLS).

The analysis presented in the study raises questions whether a traditional approach to fire situation design, without taking into account temperature-induced forces, is justifiable. For a simply-supported truss, in which thermal load does not affect axial forces, the traditional approach works well. However, for the truss with deformation restraint, taking into account increased axial forces leads to obtaining contradictory results, when compared with the situation in which thermal effects are disregarded.

Due to the action of high temperature, the cross-sectional forces can change sign (Fig. 4). That is particularly dangerous in the situation when tension elements become compression elements, because compression resistance, when buckling is taken into account, is markedly lower than tension resistance.

W ostatnim przypadku (rys. 7, tabela 6), gdy analizujemy konstrukcję z blokadą swobodnych odkształceń termicznych, przemieszczenia są bardzo małe zarówno w podstawowej sytuacji projektowej, jak i podczas pożaru. Uniemożliwienie przemieszczeń poszczególnych elementów powoduje powstawanie, przedstawionych w poprzednim rozdziale, znacznych sił przekrojowych. Dla tej konstrukcji analizę stanu przemieszczeń przeprowadzono jedynie do 3. minuty, gdyż wtedy następuje przekroczenie SGN.

3. Wnioski

Przedstawiona analiza wskazuje, że określenie wpływu obciążenia termicznego na konstrukcje statycznie niewyznaczalne w sposób jednoznaczny nie jest możliwe. W przypadku niektórych konstrukcji (kratownica swobodnie podparta) dodatkowe siły od obciążenia termicznego nie indukują się, w innych (kratownica z blokadą odkształceń) osiągają znaczne wartości. Czynnikiem decydującym, generującym duże siły przekrojowe od obciążenia termicznego, jest blokada swobodnych odkształceń termicznych. Dlatego każda konstrukcja narażona na działanie wysokich temperatur powinna być rozważona indywidualnie w zakresie sprawdzania stanu granicznego nośności.

Dodatkowe siły przekrojowe to nie jedyny negatywny skutek oddziaływania na konstrukcję obciążenia termicznego. Ma ono znaczny wpływ również na stan przemieszczeń konstrukcji. Poszczególne pręty pod wpływem temperatury ulegają znacznemu wydłużeniu, co skutkuje zmianą stanu przemieszczeń (rys. 5, 6, tabele 4, 5). Ma to odzwierciedlenie w ocenie stanu granicznego użyteczności.

Przedstawiona analiza może budzić wątpliwości, czy tradycyjny sposób projektowania na warunki pożarowe bez uwzględnienia sił powstających od temperatury jest podejściem słusznym. W przypadku kratownicy swobodnie podpartej oraz konstrukcji z podporą pośrednią, gdy obciążenie termiczne pozostaje bez wpływu na siły osiowe, takie podejście się sprawdza. Natomiast w przypadku kratownicy z blokadą odkształceń termicznych uwzględnienie zwiększonych sił osiowych skutkuje uzyskaniem sprzecznych wyników w stosunku do sytuacji, gdy wpływy termiczne są pomijane.

Pod wpływem temperatury może dojść do zmiany znaku sił przekrojowych (rys. 4). Jest to szczególnie niebezpieczne w sytuacji, kiedy elementy rozciągane stają się ściskanymi, ponieważ nośność na ściskanie przy uwzględnieniu wyboczenia jest zdecydowanie niższa niż nośność na rozciąganie.

References

- [1] Biegus A., *Fire damages and steel building roof repairs* (in Polish), Proc. of XXVI Conf. „Awary budowlane”, Międzyzdroje, 21–24 May 2013.
- [2] Gierczak J., Kmita A., Wróblewski R., Smardz P., *Steel structure failure in a production facility in Lubań as a result of the fire* (in Polish), Proc. of XXVI Conf. „Awary budowlane”, Międzyzdroje, 21–24 May 2013.
- [3] Maślak M., Tkaczyk A., *Assessment of steel bearing structure safety after a fire* (in Polish), Proc. of XXV Conf. „Awary budowlane”, Międzyzdroje, 24–27 May 2011.
- [4] Franssen J.M., Kodur V., Zaharia R., *Designing steel structures for fire safety*, CRC Press, London 2009.
- [5] Purkiss J.A., Li L.Y., *Fire safety engineering design of structures*, 3rd ed., CRC Press, Boca Raton, London–New York 2014.
- [6] Li G., Wang P., *Advanced analysis and design for fire safety of steel structures*, Springer, 2013.
- [7] Kubicka K., Radoń U., *Comparison of steel trusses analysed with different types of fire curves*, “Applied Mechanics and Materials” 2015, Vol. 797, pp. 108–114.
- [8] Guo Q., Shi K., Jia Z., Jeffers A.E., *Probabilistic Evaluation of Structural Fire Resistance. Special Issue: World Trade Center*, “Fire Technology” 2013, 49, pp. 793–811.
- [9] Kubicka K., Radoń U., *Proposal for the assessment of steel truss reliability under fire condition*, “Archives of Civil Engineering” 2015, Vol. 61, Issue 4, pp. 141–154.
- [10] PN-EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1–1: General rules and rules for buildings.
- [11] PN-EN 1991-1-2. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–2: General actions: Action on structures exposed to fire.
- [12] PN-EN 1993-1-2. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1–2: General rules: Structural fire design.
- [13] Szaniec W., Zielińska K., *Harmonic analysis of the wind-loaded bar dome at the satellite services centre in Psary*, “Archives of Civil Engineering” 2016, Vol. 62, Issue 1, pp. 37–50.