

Projektowanie konstrukcji budowlanych z uwagi na warunki pożarowe jako podstawa bezpieczeństwa ludzi i mienia w czasie pożaru obiektu budowlanego

Marek Grabias, Anna Halicka, Małgorzata Snela, Jerzy Szerafin

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: a.halicka@pollub.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono istotę i podstawy metod projektowania konstrukcji budowlanych z uwagi na warunki pożarowe. Wskazano na wpływ temperatur pożarowych na powstanie dodatkowych oddziaływań oraz na zmiany parametrów materiałowych przekroju. Zwrócono uwagę na specyfikę zachowania się konstrukcji żelbetowych, murowych, stalowych i drewnianych w warunkach pożaru.

Słowa kluczowe: pożar, pożar obliczeniowy, klasy odporności ogniowej, bezpieczeństwo pożarowe.

1. Wprowadzenie

Bezpieczeństwo konstrukcji pod względem pożarowym jest jednym z wymagań podstawowych, które należy spełnić projektując, wykonując i użytkując obiekt budowlany [1]. Wymaganie to obejmuje zapewnienie nośności konstrukcji w czasie pożaru przez założony okres, ograniczenie powstawania i rozprzestrzeniania się ognia i dymu, ograniczenie rozprzestrzeniania się ognia na sąsiednie obiekty, zapewnienie mieszkańcom możliwości opuszczenia obiektu lub uratowania w inny sposób oraz zapewnienie bezpieczeństwa ratownikom.

W celu spełnienia wyżej wymienionych wymagań, na etapie projektowania stosowane jest wiele rozwiązań zarówno architektonicznych (podział budynku na strefy pożarowe czy projektowanie elementów budynku z materiałów spełniających wymaganiach określone zgodnie z klasyfikacją pod względem palności), jak i instalacyjnych (instalacje tryskaczowe, systemy oddymiania, systemy alarmowe).

Nie można jednak mówić o bezpieczeństwie obiektu budowlanego w czasie pożaru bez spełnienia stanów granicznych nośności konstrukcji w sytuacji wyjątkowej pożaru. Te stany graniczne winny być spełnione przez konstrukcję i jej elementy przez określony czas trwania pożaru, wynikający z wymaganej dla danego obiektu klasy odporności ogniowej elementów (np. 30 min dla klasy R30, 60 min dla klasy R60, itd).

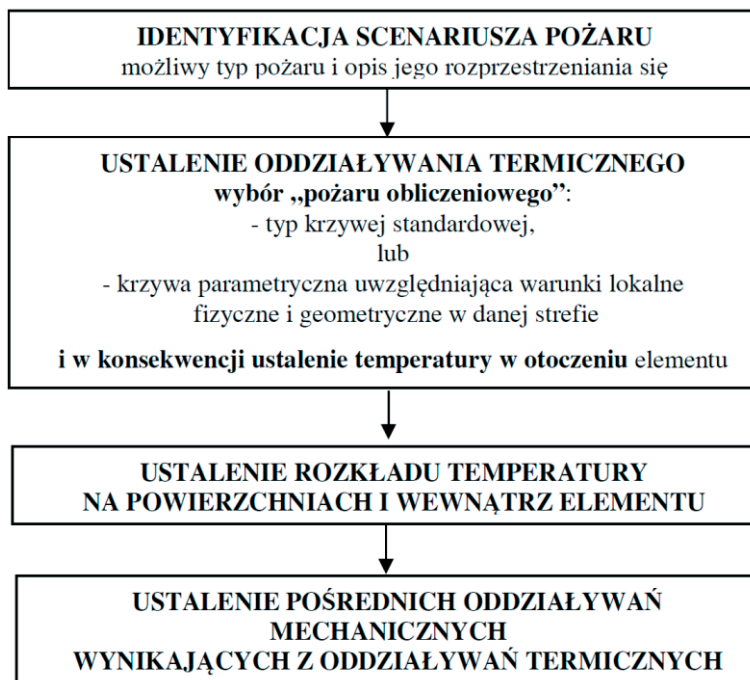
Celem niniejszego artykułu jest zestawienie przesłanek i głównych zasad projektowania konstrukcji żelbetowych, murowych, drewnianych i stalowych z uwagi na warunki pożarowe, wynikających z norm europejskich.

2. Zasady obliczeń konstrukcji z uwagi na nośność w czasie pożaru

2.1. Oddziaływanie termiczne

Stan atmosfery w budynku podczas pożaru, szczególnie temperatura, jest różny w różnych strefach pożarowych budynku, a nawet w obrębie tej samej strefy. Jest także zmienny w czasie. Symulacje rozkładów temperatury można uzyskać za pomocą zaawansowanych programów komputerowych, które pozwalają na ustalenie wartości temperatur w otoczeniu analizowanych elementów konstrukcji. W praktycznym projektowaniu dla ustalenia oddziaływań termicznych stosowane są krzywe „temperatura-czas”. Są to albo normowe tzw. standardowe krzywe, opisane funkcją zależności temperatury i czasu, niezależną od warunków panujących w konkretnej strefie pożarowej, albo krzywe ustalone na podstawie symulacji komputerowych uwzględniających warunki panujące w danej strefie pożarowej, w szczególności parametry fizyczne atmosfery.

Temperatury powierzchni elementów konstrukcyjnych można przyjmować jako równe temperaturom otoczenia elementu. Norma Eurokod 1-1-2 [2] pozwala na wykonywanie obliczeń w założeniu stałej temperatury w czasie trwania pożaru i przyjęcie, że jej wartości są równe maksymalnym temperaturom wynikającym z krzywych „temperatura-czas”. Na podstawie temperatury powierzchni elementów ustalić można rozkład temperatury w przekroju elementów, a następnie pośrednie oddziaływania mechaniczne. Na rys. 1 przedstawiono schematycznie kolejne etapy obliczeń pozwalające na ustalenie pośrednich oddziaływań termicznych.



Rys. 1. Etapy obliczenia pośrednich oddziaływań mechanicznych (sił wewnętrznych) wynikających z oddziaływań termicznych w czasie pożaru

2.2. Metody zapewnienia nośności elementów konstrukcyjnych w czasie pożaru

Zapewnienie określonej odporności ogniowej elementu w czasie pożaru w „dziedzinie nośności” rozumiane jest jako zapewnienie, że element ma wystarczającą nośność, aby nie uległ zniszczeniu pod wpływem oddziaływania termicznego, którego wartość ustalona jest w analizach wstępnych (patrz rys.1). Z kolei zapewnienie odporności ogniowej w „dziedzinie czasu” oznacza, że element nie ulegnie zniszczeniu, jeśli oddziaływanie to będzie przyłożone przez określony czas.

Odporność ogniową zarówno w dziedzinie nośności jak i czasu zapewnić można w dwojaki sposób:

- przez wykonanie badań w specjalistycznym laboratorium – dotyczy to głównie elementów prefabrykowanych,
- przez obliczeniowe spełnienie stanu granicznego nośności zgodnie z normą Eurokod odpowiednią dla danego rodzaju konstrukcji: konstrukcje z betonu - EC2-1-2 [3], konstrukcje stalowe – EC3-1-2 [4], konstrukcje drewniane – EC5-1-2 [5], konstrukcje murowe – EC6-1-2 [6].

2.3. Stan graniczny nośności w sytuacji pożaru

Stan graniczny nośności w sytuacji pożarowej zgodnie z normą Eurokod 1-1-2 [2] można zapisać następująco:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}, \quad (1)$$

gdzie: $E_{fi,d,t}$ – obliczeniowa wartość efektu oddziaływań (moment zginający, siła poprzeczna, siła podłużna) w czasie pożaru po czasie t , $R_{fi,d,t}$ – obliczeniowa wartość nośności elementu w odniesieniu do analizowanego efektu oddziaływań w czasie pożaru po czasie t .

Ponieważ Eurokod 1-1-2 [2] pozwala uznawać oddziaływania termiczne w czasie pożaru jako stałe i równe ich maksymalnym wartościom (patrz p.2.1), $E_{fi,d,t} = const = E_{fi,d}$ oraz $R_{fi,d,t} = const = R_{fi,d}$, a nierówność (1) przy sprawdzaniu stanów granicznych bezpieczeństwa konstrukcji w czasie pożaru przyjmuje postać:

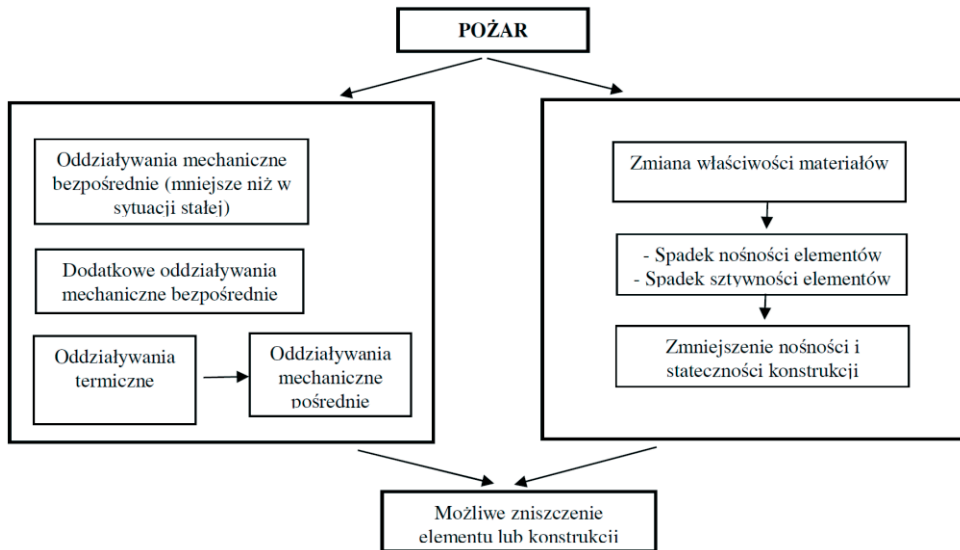
$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d}. \quad (2)$$

Skutki oddziaływań termicznych widoczne są po obydwu stronach warunku (2): zarówno po stronie prawej - obciążenia jak i lewej – nośność (rys.2).

Sytuacja pożaru jest obliczeniowo uznawana za sytuację wyjątkową, a efekty oddziaływań w czasie pożaru $E_{fi,d}$ są inne niż w sytuacjach stałych (kombinacja obciążeń „wyjątkowa” w miejsce „podstawowej”). Składają się na nie:

- oddziaływania mechaniczne – obciążenia stałe $\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$, siła sprężająca i zmienne (wiodące) o wartości $\psi_{fi} Q_{k,1}$,
- mechaniczne oddziaływania wyjątkowe $A_{d,m}$ np. uderzenia sprzętu gaśniczego lub też uderzenia spadających fragmentów konstrukcji i wyposażenia budynku,
- pośrednie oddziaływania mechaniczne $A_{d,t}$ powstające na skutek obciążeń termicznych (w przypadku analizy elementu konstrukcyjnego są to momenty zginające

wynikające z różnicy temperatur pomiędzy powierzchnią nagrzaną i nienagrzaną elementu, zaś w przypadku analizy całej konstrukcji obok tych momentów uwzględnić trzeba także wpływ rozszerzalności termicznej i ustalić siły wewnętrzne wywołane wydłużeniem termicznym elementów przy ograniczeniu ich swobody odkształceń i wydłużeniem elementów sąsiadujących oraz wpływ temperatury na sztywność elementów).



Rys. 2. Przyczyny zniszczenia konstrukcji lub jej elementów w czasie pożaru

Ostatecznie efekty oddziaływań w czasie pożaru $E_{fi,d}$ można zapisać jako:

$$E_{fi,d} = f \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{d,m} + A_{d,t} + \psi_{fi} Q_{k,1} \right) \quad (3)$$

Stosując uproszczenie dopuszczone normą Eurokod 1-1-2 uzyskuje się:

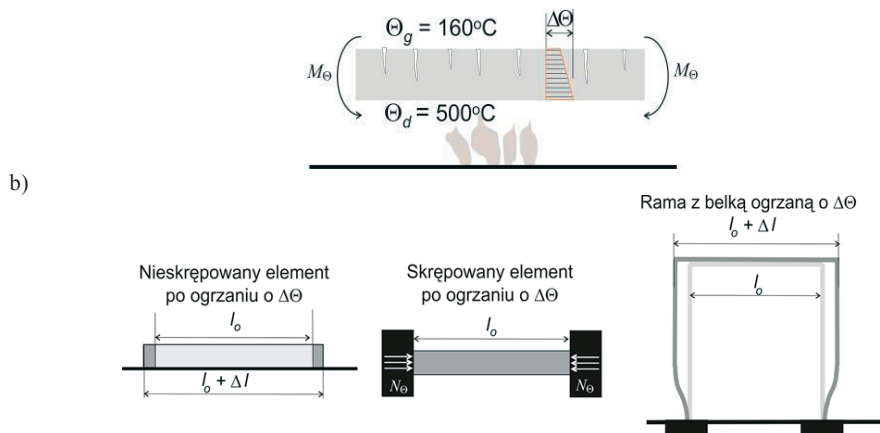
$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d + P + f(A_{d,m} + A_{d,t}) \quad (4)$$

gdzie: $E_d = f \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1} \right)$ – wartość efektu oddziaływań w sytuacji stałej, η_{fi}

– współczynnik redukcyjny, który może być przyjmowany jako równy:

- 0.7 dla konstrukcji z betonu,
- 0.6 dla konstrukcji z drewna, wyjątek – kategoria obciążenia E (powierzchnie magazynowe i przemysłowe) dla której $\eta_{fi} = 0,7$,
- 0.65 dla konstrukcji murowych, wyjątek – kategoria obciążenia E, dla której $\eta_{fi} = 0,7$,
- 0.65 dla konstrukcji stalowych, wyjątek – kategoria obciążenia E, dla której $\eta_{fi} = 0,7$.

a)



Rys. 3. Oddziaływania termiczne: a) efekt nierównomiernego ogrzania belki, b) efekt wydłużalności elementów pod wpływem równomiernego wzrostu temperatury

Podczas pożaru zmienia się również prawa strona nierówności (2). Pod wpływem temperatury maleje wytrzymałość materiału, z którego wykonana jest konstrukcja oraz jego moduł sprężystości.

W przypadku niektórych materiałów uznaje się, że przekroczenie tzw. temperatury krytycznej eliminuje wykonany z niego element lub jego część ze współpracy w przenoszeniu obciążeń. W takich sytuacjach należy sprawdzić odporność ogniową w „dziedzinie temperatury”:

$$\Theta_d \leq \Theta_{cr,d} \quad (5)$$

gdzie: Θ_d – obliczeniowa wartość temperatury elementu lub jego fragmentu, $\Theta_{cr,d}$ – obliczeniowa wartość temperatury krytycznej; jest ona równa 500°C dla stali zbrojeniowej, 400°C dla prętów sprężających, 350°C dla drutów i splotów sprężających, 300°C dla drewna, natomiast dla stali profilowej w konstrukcjach stalowych obliczana jest w zależności od jest w zależności od wskaźnika wykorzystania nośności μ_0 w czasie $t = 0$.

Aby zapewnić temperaturę niższą niż krytyczna, należy zastosować otulinę zbrojenia o odpowiedniej grubości lub okładziny konstrukcji.

3. Metody projektowania konstrukcji na warunki pożarowe

3.1. Informacje ogólne

Wpływ temperatur pożarowych na stateczność konstrukcji zależy od zachowania się materiału, z którego konstrukcję wykonano oraz od cech geometrycznych elementów konstrukcyjnych i zastosowanych zabezpieczeń przeciwpożarowych.

Metody obliczeniowe podzielić można na metody zaawansowane będące zaawansowanymi symulacjami komputerowymi zachowania się konstrukcji w warunkach pożaru z uwzględnieniem jego przebiegu w czasie oraz na metody uproszczone.

Metody uproszczone bazują na założeniu, że część przekroju (muru, betonu i stali zbrojeniowej, drewna) zdegradowana pod wpływem wysokiej temperatury nie jest uwzględniana jako nośna, a o nośności przekroju decyduje jedynie pozostała, niezdegrado-

wana część przekroju. Wyjątkowo, w przypadku konstrukcji drewnianych zalecany normowo jest sposób obliczeń zakładający brak modyfikacji parametrów wytrzymałości drewna w części niezdegradowanej, ale za to zwiększający zasięg strefy zdegradowanej o grubość warstwy przejściowej.

Parametry wytrzymałościowe części niezdegradowanej zależne są od temperatury. Dlatego też niezbędna jest znajomość rozkładu temperatur w przekroju i takie rozkłady podawane są w normach [3, 5, 6] dla różnych przekrojów poddanych pożarom standardowym przez 30, 60, 90, 120 lub 240 minut. W przypadku konstrukcji drewnianych i stalowych profil temperatury zależy od tego, czy konstrukcja jest zabezpieczona warstwą farby pęczniwej, tynku czy innych okładzin. W konstrukcjach drewnianych elementy zabezpieczające zmniejszają szybkość zwęglania drewna oraz zasięgu strefy zwęglonej (po zniszczeniu warstwy zabezpieczającej).

W normach zamieszczono też tablice, opracowane na podstawie metod uproszczonych, pozwalające na proste przyjmowanie wielkości geometrycznych zapewniających osiągnięcie zakładanej odporności ogniowej elementów [3, 6]. W przypadku konstrukcji żelbetowych są to minimalne wymiary przekroju (ściany, płyty, belki słupa) oraz minimalne grubości otuliny, w przypadku ścian murowanych – minimalne grubości ściany.

W przypadku konstrukcji stalowych oszacowanie ognioodporności będzie najbardziej wiarygodne, jeśli w analizie zostanie uwzględnione jej rzeczywiste zachowanie. Aby otrzymać wiarygodną ocenę poszukiwanej odporności należy dążyć więc do całościowego ujmowania konstrukcji, tylko w ten sposób można uwzględnić wzajemne oddziaływanie poszczególnych elementów ustroju w czasie pożaru. Możliwe jest to tylko przy zastosowaniu zaawansowanych metod. Proste modele obliczeniowe dotyczą jedynie pojedynczych elementów, myślowo wyizolowanych z konstrukcji i nie uwzględniają zmian podatności podpór ograniczających te elementy.

3.2. Redystrybucja sił wewnętrznych w czasie pożaru w konstrukcji

Jeśli w warunkach pożarowych zachodzi istotna redukcja sztywności elementu lub jego części, prowadzi to do redystrybucji sił wewnętrznych. Ma to miejsce w konstrukcjach żelbetowych po zarysowaniu przekroju oraz w konstrukcjach stalowych.

3.2.1. Redystrybucja w belkach żelbetowych

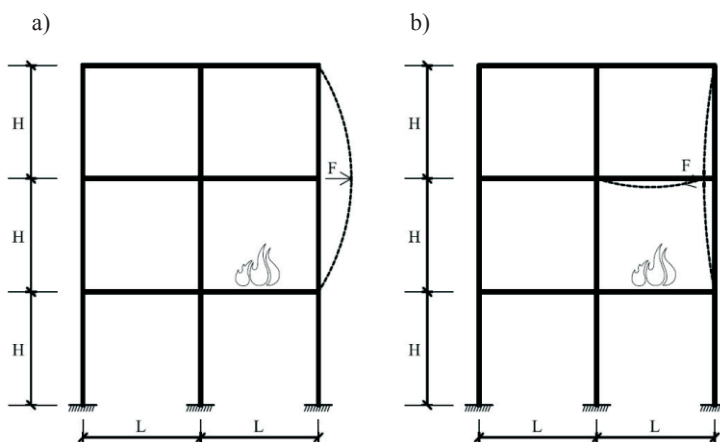
Redystrybucja momentów w belkach i płytach ciągłych zachodzić może, gdy pożar pojawia się od dolnej strony belki lub płyty. Wzrost temperatury w wyniku takiego pożaru powoduje spadek granicy plastyczności prętów zbrojenia dolnego oraz zmniejszenie wytrzymałości betonu, lub nawet wyłączenie zdegradowanej części przekroju. W efekcie nośność przekrojów przeszłowych spada. Redystrybucja momentów (zwiększenie momentów podporowych) jest możliwa pod warunkiem, że zdolność do obrotu na podporach jest wystarczająca, a w szczególności gdy zastosowano wystarczający przekrój zbrojenia podporowego. Przyjmuje się, że wartości momentów podporowych po redystrybucji mają spełniać warunki równowagi w każdym przęśle, a ich średnia wartość jest różnicą między maksymalnym momentem przeszłowym pod równomiernym obciążeniem obliczeniowym w czasie pożaru ($M_{Ed,fi} = \frac{w_{Ed,fi} l_{eff}}{8}$), a zredukowaną w wyniku pożaru nośnością przekroju przeszłowego.

3.2.2. Redystrybucja sił wewnętrznych w czasie pożaru w konstrukcjach stalowych

Odpowiedź konstrukcji stalowych narażonych na działanie temperatur pożarowych w dużym stopniu zależy od zachowania węzłów łączących poszczególne elementy konstrukcyjne ustroju nośnego.

Za ilustrację służyć może stalowa rama przedstawiona na rys.4. Podczas wstępnej fazy ogrzewania, na skutek ograniczenia swobody indukowanych termicznie odkształceń generowana jest w ryglu ściskająca siła osiowa (rys.4a). Wartość tej siły zależy od podatności węzłów ograniczających rygiel. Jeżeli jest znaczna, może prowadzić do zniszczenia węzłów, co zostało zasugerowane jako przyczyna katastrofy jednej z wież World Trade Center [7].

W miarę wzrostu temperatury maleje sztywność giętą rygla przekładając się na coraz szybszy przyrost jego ugięcia. Z kolei narastające ugięcie sprawia, że rygiel zaczyna ściągać ograniczające go podpory do wnętrza ramy, wskutek czego w ryglu pojawia się siła rozciągająca (rys.4b). Im wartość ugięcia jest większa, tym większa jest również wartość siły rozciągającej. W przypadku odpowiednio dużej wartości ugięcia rozciąganie zaczyna przeważać nad ściskaniem. Z uwagi na to, że sztywność giętą jest już wtedy na tyle mała, rygiel nie ma możliwości przeniesienia momentów zginających. Tak więc rozgrzany rygiel pracuje jak poprzecznie obciążone wiotkie cięgno [8], [9]. Takie zachowanie ramowych konstrukcji stalowych obserwowane było w realnych pożarach, a także podczas badań konstrukcji ramowych przeprowadzonych w pełnej skali [11].



Rys. 4. Zachowanie stalowego rygla w pożarze według [10] (opis w tekście): a) rygiel poddany ściskaniu w wstępnej fazie ogrzewania, b) rygiel poddany rozciąganiu na skutek przyrostu ugięcia

5. Podsumowanie

Zapewnienie bezpieczeństwa pożarowego obiektów budowlanych wymaga szczególnej analizy nie tylko zachowania się w pożarze zastosowanych materiałów budowlanych, ale wymaga także analiz zachowania się konstrukcji. Zachowanie to zależy z jednej strony od stopnia wyłączenia elementów (z uwzględnieniem zachodzącej w czasie pożaru redystrybucji sił wewnętrznych) i cech materiałowych z drugiej strony.

Literatura

- [1] Ustawa „Prawo budowlane” z dnia 7.07.1994 (Dz.U. 1994 nr 89 poz. 414), z późn. zmianami – tekst ujednolicony (Dz.U. 2016 poz. 290).
- [2] PN-EN 1991-1-2:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- [3] EN 1992 Eurocode 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [4] EN 1993 Eurocode 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [5] EN 1995 Eurocode 5 Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [6] EN 1996 Eurocode 6: Projektowanie konstrukcji m,urowych – Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [7] NIST Prevention of Progressive Collapse: Report on July 2002 National Workshop and Recommendations for Future Efforts, Multi Hazard Mitigation Council of NIST: Washington,DC, 2003.
- [8] Yin Y.Z., Wang Y.C. *Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method. Part 1: Theory and validation for uniform temperature distribution*. Journal of Constructional Steel Research, 61, 2005.
- [9] Maślak M., Snela M. *Redystribucja siły podłużnej w stalowym ryglu o narastającej w pożarze zdolności do wydłużenia*. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury (Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture) XXX (60) (2/13) (2013) 189-202.
- [10] Chen L.. *Robustness in fire of steel framed structures with realistic connections*. PhD Thesis, Sheffield: University of Manchester, 2012.
- [11] Kirby BR. *The behaviour of a multi-storey steel framed building subject to fire attack – experimental data*. United Kingdom: British Steel Swindon Technology Centre; 1998.

Designing of building structures for fire conditions as a basis of people and estate during fire of building

Anna Halicka, Małgorzata Snela, Marek Grabias, Jerzy Szerafin

*Building Structure Unit, Civil Engineering and Architecture Faculty,
Lublin University of Technology, e-mail: a.halicka@pollub.pl*

Abstract: In the paper the ideas and basics of methods for designing of building structures under the fire conditions are presented. The influence of fire temperatures on the occurrence of additional actions on the one hand and the changes in material parameters on the other hand is mentioned. The attention is paid to specific behaviour of concrete, masonry, timber and steel structures in fire.

Keywords: fire, design fire, classes of fire resistance, fire safety.