Zam. 24/2009 Nakład 180 **strona 1 (tytułowa)**

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
im. Tadeusza Kościuszki

MARIUSZ MAŚLAK

TRWAŁOŚĆ POŻAROWA STALOWYCH KONSTRUKCJI PRĘTOWYCH

SERIA INŻYNIERIA LĄDOWA

MONOGRAFIA 370 • KRAKÓW 2008

ISSN 0860 - 097X

Wydawnictwo PK, ul. Podchorążych 1, 30-084 Kraków; tel./fax: 012 637 42 89, 012 628 23 80
e-mail: wydawnictwo@pk.edu.pl www.wydawnictwo.pk.edu.pl
Adres do korespondencji: ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

Druk i oprawę wykonano w Dziale Poligrafii Politechniki Krakowskiej.
Ark. wyd. 10. Podpisano do druku 23.03.2009 r.

Zam. 24/2009 Nakład 180 egz. Cena zł 25,00

Spis treści

Ważniejsze oznaczenia

A_f	–	powierzchnia podłogi strefy pożarowej [m^2],
A_m	–	powierzchnia elementu wystawiona na bezpośrednie działanie ognia [m^2],
A_t	–	powierzchnia wszystkich przegród ograniczających strefę pożarową [m^2],
A_v	–	powierzchnia pionowych otworów wentylujących strefę pożarową [m^2],
c	–	ciepło właściwe [J/(kg · K)],
$E_{a,\Theta}$	–	moduł sprężystości podłużnej stali w temperaturze pożarowej [GPa],
$E_{fi,d,t}$	–	miarodajny efekt obciążenia w chwili t_{fi} pożaru [kN, kNm],
$f_{y,\Theta}$	–	granica plastyczności stali w temperaturze pożarowej [MPa],
$h_{v,eq}$	–	uśredniona wysokość pionowych otworów wentylujących strefę pożarową [m],
$H_{c,i}$	–	ciepło spalania w warunkach idealnych [MJ/kg],
$H_{c,eff,i}$	–	efektywne ciepło spalania [MJ/kg],
$k_{E,\Theta}$	–	współczynnik redukcyjny modułu sprężystości podłużnej stali w temperaturze pożarowej [–],
$k_{y,\Theta}$	–	współczynnik redukcyjny granicy plastyczności stali w temperaturze pożarowej [–],
$M_{fi,\Theta,Rd}$	–	obliczeniowa nośność przekroju zginanego przy równomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kNm],
$M_{fi,t,Rd}$	–	obliczeniowa nośność przekroju zginanego przy nierównomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kNm],
$N_{b,fi,\Theta,Rd}$	–	obliczeniowa nośność elementu osiowo ściskanego przy równomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kN],
$N_{b,fi,t,Rd}$	–	obliczeniowa nośność elementu osiowo ściskanego przy nierównomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kN],
$N_{fi,\Theta,Rd}$	–	obliczeniowa nośność elementu osiowo rozciąganego przy równomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kN],
$N_{fi,t,Rd}$	–	obliczeniowa nośność elementu osiowo rozciąganego przy nierównomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kN],
O	–	współczynnik otworów wentylujących strefę pożarową [$m^{0,5}$],
q	–	gęstość obciążenia ogniowego strefy pożarowej [MJ/m^2],
Q	–	obciążenie ogniowe strefy pożarowej [MJ],
$\dot{Q}(t_{fi}) = RHR$	–	szybkość uwalniania ciepła [J/s],

$R_{fi,d,t}$	– obliczeniowa nośność przekroju lub elementu w chwili t_{fi} pożaru [kN, kNm],
$RHR = \dot{Q}(t_{fi})$	– szybkość uwalniania ciepła [J/s],
t_e	– równoważny czas ekspozycji pożarowej, w tym $t_{e,sev}$ – określony dla równoważnej mocy pożaru, $t_{e,res}$ – określony dla równoważnego minimum nośności elementu [min],
t_{fi}	– moment pożaru liczony od chwili rozgorzenia [min],
$t_{fi,d}$	– odporność ogniowa, trwałość pożarowa [min],
$t_{fi,d,req}$	– odporność ogniowa wymagana, trwałość pożarowa wymagana [min],
$V_{fi,\Theta,Rd}$	– obliczeniowa nośność przekroju ścinanego przy równomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kN],
$V_{fi,t,Rd}$	– obliczeniowa nośność przekroju ścinanego przy nierównomiernym rozkładzie temperatury w przekroju poprzecznym [kN],
w_f	– współczynnik wentylacji strefy pożarowej [–],
α	– współczynnik przewodzenia ciepła, w tym α_r – przez promieniowanie, α_c – przez konwekcję [W/(m$^2 \cdot$ K)],
α_Θ	– współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej stali [(°C)$^{-1}$],
λ	– przewodność cieplna [W/(m · K)],
μ	– wskaźnik wykorzystania nośności w podstawowej sytuacji projektowej [–],
μ_0	– wskaźnik wykorzystania nośności w wyjątkowej sytuacji pożaru [–],
ρ	– gęstość [kg/m^3],
Θ_a	– temperatura elementu stalowego [°C],
$\Theta_{a,cr}$	– temperatura krytyczna elementu stalowego [°C],
Θ_g	– temperatura gazów spalinowych w strefie pożarowej [°C].

1. WPROWADZENIE

1.1. TRWAŁOŚĆ POŻAROWA I ODPORNOŚĆ OGNIOWA

Pożar stanowi zagrożenie dla bezpiecznego użytkowania wszelkiego typu budynków. Z tego względu prawo budowlane [255, 259] nakłada na projektanta obowiązek zastosowania takich rozwiązań konstrukcyjnych, materiałowych i funkcjonalnych, które zapewnią odpowiedni poziom bezpieczeństwa na wypadek jego rozgorzenia. Wymogi prawa krajowego zharmonizowano z ustaleniami europejskiej Dyrektywy 89/106/EEC [224], przede wszystkim z postanowieniami towarzyszącego jej dokumentu interpretacyjnego dotyczącego bezpieczeństwa pożarowego [223]. W szczególności z § 207.1 Rozporządzenia [255], który jest przeniesieniem na grunt polski uzgodnień załącznika 1 do Dyrektywy [224], wynika, że: *Budynek i urządzenia z nim związane powinny być zaprojektowane i wykonane w sposób zapewniający w razie pożaru:*
– *nośność konstrukcji przez czas wynikający z rozporządzenia,*
– *ograniczenie rozprzestrzeniania się ognia i dymu w budynku,*
– *ograniczenie rozprzestrzeniania się pożaru na sąsiednie budynki,*
– *możliwość ewakuacji ludzi,*

a także uwzględniający bezpieczeństwo ekip ratowniczych. Wymogi te dotyczą nie tylko budynków nowo projektowanych, ale także już eksploatowanych, w których dotychczasowe zabezpieczenia oceniono jako niewystarczające.

Z powyższych ustaleń wynika konieczność wyspecyfikowania w analizie zachowania się elementów konstrukcji w pożarze co najmniej trzech stanów granicznych. Zgodnie z normą PN-B-02851-1:1997 [247] będą to:
– **stan graniczny nośności ogniowej *R* (*fire résistance*)** – czyli stan, w którym element przestaje spełniać swoją funkcję nośną,
– **stan graniczny izolacyjności ogniowej *I* (*fire isolation*)** – czyli stan, w którym element przestaje spełniać funkcje oddzielające na skutek przekroczenia granicznej wartości temperatury powierzchni nie nagrzewanej,
– **stan graniczny szczelności ogniowej *E* (*fire étachéité*)** – czyli stan, w którym element przestaje spełniać funkcje oddzielające na skutek pojawienia się na powierzchni nienagrzewanej płomieni lub wystąpienia w elemencie szczelin o rozwartości i długości przekraczającej wielkości graniczne.

Stan graniczny nośności ogniowej R z reguły kojarzony jest z wyczerpaniem możliwości przenoszenia przez element przyłożonych do niego obciążeń, ale można także wiązać go z nadmiernymi deformacjami elementu lub zbyt dużą prędkością narastania odkształceń. Pozostałe dwa stany graniczne dotyczą głównie elementów konstrukcji stanowiących przegrody, a zwłaszcza tych, które ograniczają strefy pożarowe. Zarówno wyczerpanie izolacyjności ogniowej *I*, jak i niezachowanie szczelności ogniowej *E* wiąże się z ułatwioną ekspansją pożaru do sąsiedniej strefy pożarowej; w pierwszym przypadku na skutek radiacji, w drugim na przykład odpadnięcia części przegrody, wybicia szyby, otwarcia okna lub drzwi itp.

Czas t_{fi}, wyrażony w minutach, który upływa od chwili rozgorzenia pożaru do momentu osiągnięcia jednego z wyżej opisanych stanów granicznych, przekłada się na **odporność ogniową** poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Odporność ta determinuje **klasę odporności pożarowej** całego budynku. Trzeba podkreślić, że obecne wymagania dotyczące odporności pożarowej budynków, wprowadzone przez [255], są wyraźnie ostrzejsze od tych, które były ustanowione przez analogiczne rozporządzenie pochodzące z 1994 roku [254]. Wiąże się to ze wzrostem nakładów na środki ochrony przeciwpożarowej, ale również z większym poziomem bezpieczeństwa użytkowników budynku. Należy zaznaczyć, że wartości minimalnej akceptowanej odporności ogniowej elementów składających się na całą konstrukcję, określone dla poszczególnych klas odporności pożarowej budynków, można odnosić jedynie do pewnego szczególnego modelu pożaru o znormalizowanym przebiegu, co nie zawsze jest dostrzegane. Model ten nazywa się zwykle *standardowym modelem pożaru*.

Realna odporność ogniowa każdego elementu prawidłowo zaprojektowanej konstrukcji budynku musi być większa niż stowarzyszona z nią odporność wymagana. Przyjmuje się, że stanowi ona wypadkową odporności ogniowych charakteryzujących zastosowane w badanym elemencie materiały (wyroby). Ustala się je w badaniu laboratoryjnym odwzorowującym przebieg modelowego pożaru standardowego i przeprowadzanym przez upoważnioną jednostkę badawczą w ramach procesu certyfikacji [260]. Miarą odporności ogniowej każdego materiału (wyrobu), dopuszczonego do stosowania w budownictwie, jest zatem nadana mu zgodnie z wytycznymi PN-B-02851-1:1997 [247] lub ostatnio PN-EN 13501-2:2005 [248] tak zwana *klasa odporności ogniowej*. Nie jest już nadawana klasyfikacja w zakresie odporności ogniowej według normy PN-90/B-02851 [243]. Szerzej problematykę klasyfikacji wyrobów i elementów budynku w zakresie odporności ogniowej omawia A. Borowy [21].

Zadaniem projektanta jest zatem taki dobór środków ochrony przeciwpożarowej, w szczególności parametrów izolacji termicznej chroniącej konstrukcję przed działaniem ognia, aby uzyskać zadowalającą (wyższą niż wymagana) wartość realnej odporności ogniowej elementu. Jak dotychczas postępując zgodnie z prawem, ogranicza się on w tym zakresie do prostego wyboru, posiłkując się jedynie powszechnie dostępnymi ofertami producentów tego typu środków izolacyjnych. Ponieważ producent w wydawanym przez siebie katalogu niejako gwarantuje mu, że przy zastosowaniu danego typu izolacji, o odpowiedniej grubości, uzyska pożądaną odporność, nie przeprowadza już żadnej dodatkowej analizy obliczeniowej obrazującej faktyczne zachowanie się chronionego w ten sposób elementu w pożarze. Zaletą takiego podejścia jest prostota. Nie zawsze jednak jego rezultat można uznać za wiarygodny.

W istocie producent izolacji, dysponując ustalonymi w badaniu laboratoryjnym wartościami odporności ogniowej użytych przez siebie wyrobów, może na podstawie stosunkowo prostych obliczeń wyręczyć projektanta i oszacować wartość realnej odporności ogniowej elementu, którą zamieści w wydawanym przez siebie katalogu. Musi jednak w tym celu jednoznacznie określić co najmniej dwa podstawowe parametry:

– zapas bezpieczeństwa, z jakim element został zaprojektowany dla warunków podstawowej sytuacji projektowej,
– stopień skrępowania możliwości swobodnych odkształceń termicznych.

Oczywiste jest, że poszukiwana odporność będzie różna dla dwóch identycznych i w taki sam sposób zabezpieczonych elementów, jeśli tylko poziom przyłożonego do nich w momencie rozgorzenia pożaru obciążenia nie był jednakowy. Podobnie element z ograniczoną możliwością odkształceń termicznych osiągnie stan graniczny nośności ogniowej znacznie wcześniej niż analogiczny, ale pozwalający na nieskrępowane odkształcenia. Projektant posługujący się jedynie typowym katalogiem producenta odczyta jednak w analizowanych przypadkach zawsze taką samą wartość odporności ogniowej. Omawiane tu czynniki nie są tam bowiem w ogóle uwzględniane. Wiara projektanta, że przyjmując izolację o określonych parametrach zapewnił wymaganą odporność elementu w pożarze, nie wydaje się zatem w żaden sposób uzasadniona. Stąd wniosek, że wiarygodne oszacowanie realnej odporności ogniowej elementu konstrukcji jest możliwe jedynie po przeprowadzeniu **odrębnej analizy termiczno-statyczno-wytrzymałościowej**, uwzględniającej specyfikę **wyjątkowej sytuacji projektowej**.

Załóżmy, że realna odporność ogniowa odpowiednio zabezpieczonego przed ogniem elementu, ustalona na gruncie takiej, postulowanej powyżej, analizy, jest większa niż przykładowo wymagana dla niego R60. Nie oznacza to jednak wcale, że może on w warunkach pożaru przenosić przyłożone obciążenia co najmniej przez 60 minut. Wniosek taki będzie uprawniony jedynie w przypadku **pożaru przebiegającego w sposób identyczny ze standardowym modelem pożaru**. W realnym pożarze osiągnięcie stanu granicznego nośności ogniowej może nastąpić znacznie wcześniej (nawet już po kilkunastu minutach pożaru). Zależy to głównie od charakterystyki takiego pożaru, a zwłaszcza od jego intensywności. Obecny stan wiedzy pozwala już na w miarę precyzyjne modelowanie przebiegu potencjalnego pożaru na podstawie parametrów charakteryzujących konkretny budynek. Na ogół stosuje się tutaj tak zwany *parametryczny model pożaru*. Projektant ma zatem możliwość wyboru rodzaju analizy. Różnią się one przeznaczeniem, ale i stopniem wiarygodności otrzymanych wyników. W szczególności możliwe jest:

– **analityczne określanie nośności elementów konstrukcji w pożarze charakteryzowanym przez standardowy model pożaru** – pozwala na dobór typu i parametrów izolacji termicznej elementu, tak aby spełnić wymagania [255] co do osiągnięcia potrzebnej odporności ogniowej w znormalizowanych warunkach termicznych – nie daje możliwości wiarygodnego oszacowania faktycznej odporności ogniowej elementu (czasu do chwili osiągnięcia stanu granicznego nośności ogniowej w realnym pożarze);

– **transponowanie wyników otrzymanych przy założeniu znormalizowanych warunków termicznych na faktyczne warunki nagrzewania występujące podczas pożarów** – pozwala na w miarę wiarygodne oszacowanie faktycznej odporności ogniowej elementu tylko w przypadku odpowiedniego doboru kryterium ustalania tak zwanego **równoważnego czasu ekspozycji** – nieprzydatne w doborze parametrów izolacji termicznej;
– **projektowanie konstrukcji z uwzględnieniem faktycznych warunków nagrzewania** – daje najbardziej wiarygodne oszacowanie realnej odporności ogniowej elementu – nieprzydatne w doborze parametrów izolacji termicznej.

Jak widać, zarówno wymaganą przez prawo odporność pożarową odnoszącą się do całej konstrukcji, jak i odporność ogniową przyporządkowaną do składających się na nią elementów, trzeba uznać jedynie za pewne wielkości umowne zdefiniowane przez metodę badawczą. Autorzy pracy [85] przyznają im nawet tylko znaczenie formalno-prawne z uwagi na to, że nie są powiązane z analizą nośności budynku w realnym pożarze. Warto zresztą zauważyć, że rozróżnienie pomiędzy odpornością ogniową i odpornością pożarową utrwaliło się jedynie w kraju. Odpowiada im bowiem to samo wyrażenie *fire resistance*. Istotną charakterystyką z punktu widzenia celu postawionego przez autora niniejszej pracy wydaje się tutaj **czas potrzebny do zniszczenia konstrukcji w najbardziej prawdopodobnych (nieznormalizowanych) warunkach jej nagrzewania**, określany również jako *fire resistance*. Może on dotyczyć zarówno pojedynczego elementu, jak i całej budowli. Za M. Kosiorkiem [82] w dalszych rozważaniach na określenie tej wielkości stosowana będzie nazwa *trwałość pożarowa*, w celu odróżnienia jej od odporności pożarowej i odporności ogniowej powiązanych ze standardowym modelem pożaru.

1.2. CELE I ZAKRES PRACY

Wiarygodne oszacowanie zarówno odporności ogniowej, jak i trwałości pożarowej, chronionych przed pożarem elementów konstrukcji budynku warunkowane jest w zasadzie przeprowadzeniem odrębnej analizy ustroju poddanego działaniu obciążeń zewnętrznych w interakcji z wpływami termicznymi, sumowanych zgodnie z regułami wyjątkowej sytuacji projektowej. Obecnie brakuje jednak kompleksowego rozwiązania przyjaznej dla projektanta metodyki tego typu podejścia. Dlatego podstawowym celem niniejszej pracy jest wypracowanie, weryfikacja i analiza porównawcza różnych możliwych i użytecznych sposobów inżynierskiej oceny zarówno odporności ogniowej, jak i trwałości pożarowej elementów stalowej prętowej konstrukcji nośnej.

Tak postawione zadanie wydaje się szczególnie istotne, zwłaszcza z racji sukcesywnego opracowywania w ostatnich latach dla poszczególnych typów konstrukcji (betonowe, zespolone, stalowe, drewniane, aluminiowe itp.) ujednoliconych zasad projektowania na wypadek rozgorzenia w nich pożaru. Przyjmują one postać wydzielonej części (z reguły oznaczanej jako 1-2) odpowiednich Eurokodów. W przypadku konstrukcji stalowych podstawowym dokumentem jest norma EN 1993-1-2 [230]. Została ona ostatnio adaptowana do krajowej praktyki projektowej jako PN-EN 1993-1-2 [252]. Wydaje się, że nie powinna być jednak przyjmowana przez projektantów w sposób całkowicie bezkrytyczny, zwłaszcza że nie jest w pełni zharmonizowana z postanowieniami obowiązującej w kraju normy PN-90/B-03200 [245]. Opracowanie jej w miarę pełnej krytycznej analizy staje się zatem tym bardziej pilne. Osobną uwagę trzeba poświęcić normie EN 1991-1-2 [227] dotyczącej zestawiania obciążeń na konstrukcję pracującą w warunkach pożaru. Została ona zresztą także wprowadzona na grunt krajowy jako norma PN-EN 1991-1-2 [250].

W tym miejscu nieodzowne jest podkreślenie, że w ogólności w Eurokodach dopuszcza się różne poziomy oceny nośności konstrukcji ogarniętej przez pożar, począwszy od prostych metod tablicowych po skomplikowane analizy całego ustroju i od trwałości pożarowej określanej przy ogrzewaniu według krzywej standardowej (czyli odporności ogniowej) po wykorzystanie warunków termicznych modelowanych za pomocą numerycznej mechaniki płynów.

Przytoczone powyżej normy europejskie są naturalnym odzwierciedleniem stosunkowo żywej i powszechnej dyskusji toczonej zwłaszcza w ostatnich latach w literaturze przedmiotu. Dla projektanta krajowego stanowią jednak właściwie nową jakość, wymagają bowiem diametralnej zmiany koncepcji doboru parametrów izolacji termicznej. Z innej strony trzeba zauważyć, że w obecnej sytuacji prawnej przepisy techniczne dotyczące ochrony przeciwpożarowej budynków są w pełni autonomiczne w stosunku do rekomendacji zawartych w Eurokodach. Z tego względu wydaje się, że obecnie trudno liczyć na powszechne stosowanie złożonych modeli termicznych i mechanicznych do rutynowej analizy połączonej z rozwiązywaniem prostych układów statycznych. Modele te będą natomiast wykorzystywane w rozważaniach dotyczących sytuacji nietypowych lub obiektów skomplikowanych z punktu widzenia pracy statycznej. Przykładem może tu być zmiana sposobu użytkowania i rewitalizacja budynków zabytkowych.

Pomimo że próby poszerzenia typowej oceny bezpieczeństwa pożarowego budynku o odpowiednią analizę statyczno-wytrzymałościową były w kraju wielokrotnie podejmowane, zagadnienia te nadal pozostają jedynie domeną opracowań naukowych i nie weszły na trwałe do praktyki projektowej. Do ważniejszych pozycji książkowych podejmujących tę tematykę i dostępnych na rynku krajowym zaliczyć trzeba prace (w kolejności wydania): J. Lindnera i W. Strusia [101], M. Kosiorka, J.A. Pogorzelskiego, Z. Laskowskiej i K. Pilicha [86] oraz W. Skowrońskiego [181, 186]. Istotne znaczenie w tej dziedzinie ma również opracowana w Instytucie Techniki Budowlanej instrukcja [83]. Ponadto cenną pomoc w zrozumieniu meandrów klasyfikacji wyrobów budowlanych ze względu na odporność ogniową oraz sposobów zabezpieczania wszelkiego rodzaju elementów konstrukcji przed ogniem stanowi praca M. Abramowicza i R. Gabryela Adamskiego [1].

Wiarygodna ocena trwałości pożarowej elementów konstrukcji powinna zatem być wypadkowym rezultatem:
- ***analizy termicznej*** – która pozwoli na specyfikację panującego w nich pola temperatury i jego zmienności w zależności od czasu t_{fi} trwania pożaru,
- ***analizy statycznej*** – której efektem będzie ustalenie rodzaju i wartości sił wewnętrznych działających na element w wyjątkowej sytuacji pożaru, pochodzących od odpowiedniej, najbardziej niekorzystnej, kombinacji obciążeń zewnętrznych sumowanych z oddziaływaniami generowanymi przez pożar na skutek ograniczenia możliwości swobodnych odkształceń termicznych,
- ***analizy wytrzymałościowej*** – dzięki której można określić krytyczny dla elementu stan naprężenia lub stan odkształcenia, albo zamiennie krytyczną temperaturę stali $\Theta_{a,\,cr}$ kojarzoną z osiągnięciem stanu granicznego nośności (rzadziej szczelności lub izolacyjności) ogniowej w chwili $t_{fi}(\Theta_{a,\,cr}) = t_{fi,\,d}$,
- ***analizy bezpieczeństwa*** – która da możliwość oszacowania prawdopodobieństwa awarii elementu w pożarze, porównania go z maksymalnym prawdopodobieństwem akceptowanym przez użytkownika lub (częściej) przez odpowiednie przepisy prawa, a następnie ewentualnego skojarzenia otrzymanej oceny z poziomem bezpieczeństwa mieszkańców i członków ekip ratowniczych biorących udział w akcji gaśniczej.

Trzeba podkreślić, że wszystkie wykazane tu rodzaje analizy stanowią wzajemnie uzupełniającą się całość. Oznacza to, że wykluczenie z rozważań którejkolwiek z nich w zasadzie niweluje efekt, który udało się osiągnąć dzięki zastosowaniu pozostałych. W zamierzeniu autora struktura prezentowanej monografii ma umożliwić dyskusję nad wybranymi problemami metodyki oceny trwałości pożarowej stalowego, prętowego elementu konstrukcyjnego, które są rezultatem poszukiwań w ramach każdego z wyżej wymienionych obszarów badań. W żadnym razie nie należy traktować jej jako prezentacji całego dorobku, jaki udało się uzyskać w dziedzinie badań nad pożarem w pomieszczeniu i jego wpływem na zachowanie się ogarniętej przez niego konstrukcji. Dlatego tam, gdzie można wykazać daleko idące propozycje nowych rozwiązań technologiczno-konstrukcyjnych, czy budowy odpowiednich modeli matematycznych, autor na ogół ogranicza się jedynie do wskazania źródeł literaturowych, nie podając ich obszerniejszej charakterystyki. Wyjątki czynione są jedynie w sytuacjach, gdy dana idea lub sposób obliczeń stanowią niezbędne uzupełnienie tematyki podjętej w niniejszej pracy.

W pierwszej części monografii (rozdział 2) dyskutuje się nad zagadnieniami dotyczącymi budowy matematycznego modelu opisującego najbardziej prawdopodobny w danych warunkach środowiskowych przebieg pożaru. Wychodząc od modeli najbardziej złożonych, przez kolejne uproszczenia, dochodzi się do zalecanego przez normę PN-EN 1991-1-2 [250] tak zwanego parametrycznego modelu pożaru. W rozdziale 3 omawiane są sposoby identyfikacji pola temperatury w elemencie ogarniętym przez pożar o różnym przebiegu i intensywności. Uwzględnia się przy tym parametry zastosowanych środków biernej ochrony przeciwpożarowej, chroniących badany element przed bezpośrednim wpływem ognia. Następnie (rozdział 4) podejmuje się rozważania nad jakościową i ilościową oceną stopnia degradacji termicznych i mechanicznych właściwości stali poddanej działaniu temperatury pożarowej. W rozdziale 5 analizowane są niektóre aspekty związane z metodologią oceny trwałości pożarowej. W rozdziale 6 skoncentrowano się na sposobach szacowania nośności elementów konstrukcji poddanych działaniu pożaru. Rozważa się elementy zarówno w prostych, jak i złożonych stanach obciążenia. Zasadniczym celem tej części pracy jest próba harmonizacji zaleceń normy PN-EN 1993-1-2 [252] z postanowieniami obecnie obowiązujących w kraju przepisów PN-90/B-03200 [245]. Wskazuje się przy tym w wielu miejscach na brak kompatybilności pomiędzy porównywanymi metodami analizy, co często skutkuje ograniczeniami w możliwościach stosowania postulowanych modeli obliczeniowych, nie zawsze zauważanymi przez normodawców. W rozdziale 7 podejmuje się rozważania nad szczegółowym opisem zachowania się w pożarze wybranych elementów konstrukcyjnych. W szczególności należy tu wymienić stalową belkę stropową opartą na podporach o ograniczonej możliwości poziomego przesuwu oraz osiowo ściskanego słupa stalowego z węzłami ograniczającymi wydłużenie termiczne. Omawiany jest przy tym wpływ zjawisk reologicznych. Przedstawione rozwiązania są wynikiem oryginalnych rozważań zaproponowanych przez autora i opublikowanych w wielu pracach. Rozdział 8 dotyczy analizy bezpieczeństwa. Na podstawie różnych wyników cząstkowych autor dokonuje w nim próby budowy w miarę spójnego modelu matematycznego, pozwalającego na oszacowanie prawdopodobieństwa awarii elementu w pożarze. Uwzględnia się przy tym rozmaite czynniki determinujące preliminowany przebieg pożaru, takie jak na przykład zastosowane środki ochrony, możliwości prowadzenia akcji gaśniczej, ograniczenia ewakuacji mieszkańców itp. Rozważania zawarte w tym rozdziale nie są przypisane jedynie do elementów stalowych i w zasadzie mogą dotyczyć wszystkich rodzajów konstrukcji. Rozdział 9 zawiera podsumowanie i krótką prezentację ogólnych wniosków wynikających z przedstawionych rozważań. Wskazuje się przy tym na nowe elementy zaproponowane w pracy oraz przewidywane kierunki dalszych badań.

2. MODELOWANIE PRZEBIEGU POŻARU

2.1. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA POŻARU

Rozważania zawarte w niniejszej pracy zostały ograniczone do opisu pożarów występujących wewnątrz budynków, w pojedynczej strefie pożarowej. Pominięto analizę oddziaływania na konstrukcję tak zwanych **pożarów naturalnych** (***natural fires***) o charakterze klęsk żywiołowych. Opanowują one z reguły znaczny obszar (pożary dzielnic miast, lasów itp.), mają jednak swoją specyfikę. Przez **strefę pożarową** (***fire compartment***), zgodnie z § 226 ust. 1 Rozporządzenia [255] rozumie się *cały budynek lub jego część oddzieloną od innych budynków lub innych części budynku elementami oddzielenia przeciwpożarowego,* (...) *bądź też pasami wolnego terenu o szerokości nie mniejszej niż dopuszczalne odległości od innych budynków, określone w § 271 ust. 1–7* (niniejszego Rozporządzenia [przyp. autora]). Oddzieleniami przeciwpożarowymi są z reguły ściany i stropy, jeśli są *wykonane z materiałów niepalnych, a występujące w nich otwory – obudowane przedsionkami przeciwpożarowymi lub zamykane za pomocą drzwi przeciwpożarowych lub innego zamknięcia przeciwpożarowego* (§ 232 ust. 1 cytowanego Rozporządzenia). Celowe jest również przypomnienie w tym miejscu nieco innej definicji strefy pożarowej pochodzącej z Rozporządzenia [256], oddaje ona bowiem istotę problemu. Strefą pożarową jest tu *przestrzeń wydzielona w taki sposób, aby w określonym czasie pożar nie przeniósł się na zewnątrz lub do wewnątrz wydzielonej przestrzeni*. Chodzi zatem głównie o to, aby utrudnić (a jeżeli to możliwe uniemożliwić) swobodne rozprzestrzenianie się pożaru, który rozgorzał w danej strefie, do stref sąsiednich. Strefy pożarowe muszą spełniać określone prawem wymagania [255]. Bardzo przydatny w procesie wydzielania w budynkach tak zdefiniowanych stref pożarowych (*compartmentation*) wydaje się autorowi raport [188]. W praktyce projektowej pojęcie strefy pożarowej często interpretuje się w sposób uproszczony, odnosząc ją do pojedynczego pomieszczenia. Tak też będzie ono rozumiane w dalszej części monografii.

Analiza zachowania się elementu konstrukcji stalowej w wyjątkowej sytuacji pożaru wymaga określenia jego temperatury Θ_a dla każdej chwili t_{fi}, liczonej od momentu rozgorzenia ognia. Niemniej istotna jest również znajomość prędkości jej narastania $d\Theta_a/dt_{fi}$. Obie wartości zależą od parametrów zastosowanej izolacji przeciwogniowej. Niemniej jednak podstawowym czynnikiem determinującym kształt poszukiwanej przez projektanta funkcji $\Theta_a(t_{fi})$ jest przebieg towarzyszącej jej zależności $\Theta_g(t_{fi})$, wyrażającej zmianę temperatury gazów spalinowych w bezpośrednim otoczeniu badanego elementu. Rozkład temperatury Θ_g w strefie pożarowej opisuje **pole** $\Theta_g(x, y, z; t_{fi})$, gdzie x, y, z są współrzędnymi analizowanego punktu przestrzeni strefy w przyjętym układzie odniesienia. Dla ustalonych wartości x, y, z temperaturę Θ_g określa zatem funkcja $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$. Analogicznie, jeśli ustalony zostanie moment pożaru t_{fi}, wyrazi się ją przez mapy izoterm $\Theta_g(x, y, z) = \mathrm{const}$.

Pole temperatury spalin w strefie pożarowej zależy nie tylko od rodzaju i rozmieszczenia nagromadzonego w niej potencjalnego paliwa (materiałów palnych), ale także od warunków jej wentylacji, a nawet samej jej konfiguracji. W praktyce możliwe są co najmniej dwa rodzaje pożarów w pomieszczeniach:

– **regulowane podażą dostępnego z otoczenia powietrza (tlenu)** (***ventilation controlled fire***) – spalanie jest regulowane przez warunki wentylacji pomieszczenia, prędkość spalania w przybliżeniu jest proporcjonalna do dopływu powietrza przez otwory w przegrodach,
– **regulowane podażą dostępnego paliwa** (***fuel controlled fire***) – spalanie jest regulowane ilością, rozmieszczeniem i właściwościami paliwa; występują gdy dopływ powietrza jest dostateczny, a więc prędkość spalania nie zależy od jego dopływu przez otwory.

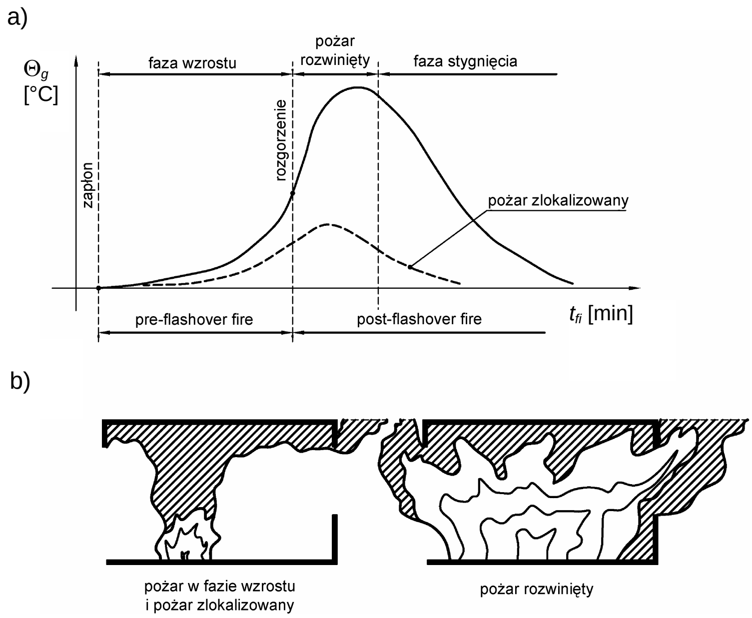
Warunki decydujące o zajściu jednego z dwóch opisanych wyżej typów pożarów zostaną omówione w rozdziale 2.2. (formuły (2.13) i (2.14)).

Mnogość parametrów determinujących charakterystykę pożaru implikuje trudność prognozowania jego możliwego przebiegu w warunkach rzeczywistych. Na ogół jednak da się w nim wyróżnić typowe fazy:

– **zapłon** (***ignition***),
– **faza wzrostu (rozwoju) pożaru** (***propagation phase***, ***rising phase***, ***growth period***) – nad miejscem zapłonu powstaje płomień, rozgrzane powietrze wraz ze spalinami unosi się ku sufitowi, pod sufitem formuje się warstwa gorących gazów o narastającej grubości, nieogrzane, a więc cięższe powietrze pozostaje w dolnej, stopniowo kurczącej się, warstwie strefy pożarowej,
– **rozgorzenie pożaru** (***flashover***) – samozapłon wszystkich palnych obiektów w strefie pożarowej, występuje gdy temperatura gazów spalinowych stanie się wystarczająco wysoka,
– **pożar rozwinięty** (***fully developed fire***) – faza intensywnego spalania, po osiągnięciu punktu rozgorzenia następuje wyrównanie się wartości temperatury gazów Θ_g w całym pomieszczeniu,
– **faza stygnięcia pożaru** (***cooling phase***, ***decreasing phase***, ***decay period***) – powolny spadek temperatury Θ_g związany z wypaleniem się paliwa lub przerwaniem dostępu tlenu.

Jeżeli warunki nie pozwoliły na wzrost temperatury Θ_g do wartości wystarczającej do osiągnięcia punktu rozgorzenia, to mamy do czynienia z **pożarem zlokalizowanym** (***localised fire***). Pożary, w których nie doszło jeszcze do osiągnięcia punktu rozgorzenia, noszą często w literaturze nazwę ***pre-flashover fire***, a pożary po przejściu w fazę pożaru rozwiniętego określa się mianem ***post-flashover fire***.

Podstawowe fazy pożaru dają się łatwo zlokalizować na wykresie zależności $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$ (rys. 2.1).



Rys. 2.1. Fazy pożaru

Istnieje pewna trudność w określeniu jednoznacznych i obiektywnych kryteriów osiągnięcia przez pożar punktu rozgorzenia. Na ogół akceptuje się w tym zakresie podstawowe wymagania zdefiniowane przez D. Drysdale [25], w szczególności:
– przejście z fazy pożaru zlokalizowanego do pożaru rozwiniętego, palą się wszystkie obiekty palne zgromadzone w strefie pożarowej,
– przejście z pożaru regulowanego własnościami paliwa na pożar regulowany przez warunki wentylacji,
– nagła propagacja płomienia poprzez warstwę gazów i par zgromadzonych pod sufitem, osiągnięcie sufitu i rozprzestrzenienie się płomieni na całą powierzchnię strefy pożarowej.

Tak postawione warunki nie zawsze okazują się wystarczające. Problem staje się szczególnie istotny, gdy dąży się do odzwierciedlenia parametrów pożaru rozwiniętego w eksperymentalnym badaniu laboratoryjnym. Obszerniejsza dyskusja nad kwestią doświadczalnego modelowania punktu rozgorzenia pożaru wykracza poza ramy tego opracowania. Projektant może wykorzystać w tym zakresie na przykład prace [29] i [60]. Przegląd stosowanych podejść, jak i własne propozycje zamieszczono również w opracowaniu [157].

Bardzo interesującą poznawczo analogię modelowania przebiegu pożaru do procesu stopniowego napełniania płynem zbiornika z odpływem o ograniczonej wydajności przedstawiają autorzy pracy [5]. Płyn wlewany do zbiornika obrazuje tu zachowanie gorących gazów spalinowych, które stopniowo zastępują nieogrzane powietrze zgromadzone w dolnej warstwie strefy pożarowej. Punkt rozgorzenia odpowiada krytycznemu przypadkowi wypełnienia zbiornika, gdy napływ cieczy jest tak duży, że nie może być już równoważony przez jej odpływ z uwagi na ograniczoną średnicę kanału odpływowego. Zatem w fazie pożaru rozwiniętego dopływ ciepła do układu (= dopływ cieczy do zbiornika) musi być w podobny sposób limitowany przede wszystkim ograniczonymi możliwościami jego wymiany z otoczeniem przez otwory w przegrodach (= odprowadzenie nadmiaru cieczy z napełnionego zbiornika). Taka wymiana umożliwia zasysanie tlenu do wewnątrz strefy i podtrzymanie pożaru. Rozgorzenie wymusza zatem zawsze zmianę charakteru pożaru na regulowany dostępem powietrza. Własności paliwa (= rodzaj wlewanej cieczy) odgrywają w tym przypadku poślednią rolę.

2.2. PODSTAWOWE PARAMETRY TERMICZNE POŻARU

Miarą intensywności pożaru w analizowanej strefie pożarowej jest **szybkość uwalniania ciepła** (***rate of heat release* – *RHR***) wyrażona jako strumień $RHR = \dot{Q}(t_{fi})$ [J/s]. Odpowiada ona całkowitej energii uwalnianej przez pożar do otoczenia na sekundę. Z bilansu energetycznego wynika, że:

$$\dot{Q} - \left(\dot{Q}_p + \dot{Q}_{v,c} + \dot{Q}_{v,r} + \dot{Q}_g\right) = 0 \tag{2.1}$$

gdzie:

$\dot{Q}_p$ – strumień ciepła pochłonięty przez przegrody (*partitions*) wydzielające strefę pożarową,

$\dot{Q}_{v,c} + \dot{Q}_{v,r}$ – strumień ciepła uwolnionego przez istniejące w przegrodach otwory wentylujące strefę pożarową, takie jak okna, drzwi itp. (*vents*), w szczególności: $\dot{Q}_{v,c}$ – przez konwekcję (*convection*), $\dot{Q}_{v,r}$ – przez promieniowanie (*radiation*),

$\dot{Q}_g$ – strumień ciepła pobieranego na ogrzanie zgromadzonego w strefie pożarowej zimnego powietrza do temperatury spalin Θ_g.

Można także sformułować odpowiedni bilans masowy [86]:

$$\dot{m}_f = \dot{m}_a + \dot{m}_b \text{ [kg/s]} \tag{2.2}$$

w którym: $\dot{m}_f$ – strumień masy gorących gazów wypływających ze strefy pożarowej, $\dot{m}_a$ – strumień masy powietrza napływającego do strefy pożarowej, $\dot{m}_b$ – strumień masy produktów rozkładu termicznego (*thermal decomposition*), w szczególności tak zwanej **pirolizy** (*pyrolysis*), czyli rozkładu termicznego substancji bez dostępu tlenu. W literaturze często używa się zamiennie nazwy **produkty spalania** (*burning*), co nie jest do końca ścisłe (spalanie to chemiczna reakcja łączenia się materiału palnego z tlenem, podczas której wydziela się ciepło i światło).

Określenie kształtu funkcji $RHR = \dot{Q}(t_{fi})$ pozwala na wyznaczenie wartości **obciążenia ogniowego** (***fire load***) strefy pożarowej Q. Zgodnie z normą PN-91/B-02840 [242] (zastąpioną ostatnio przez [253]) jest to *wyrażona w jednostkach SI całkowita energia powstająca podczas spalania materiałów palnych zgromadzonych w określonej, ograniczonej przestrzeni (pomieszczeniu), wraz z materiałami palnymi podłóg, sufitów, ścian wewnętrznych i przepierzeń oraz okładzin ściennych*. A zatem jeśli w strefie pożarowej znajduje się $i = 1, ..., n$ rodzajów materiałów palnych, to:

$$Q = \int_0^\infty \dot{Q}(t_{fi})\, dt_{fi} = \sum_{i=1}^{n} G_i H_{c,\,eff,\,i} = 18{,}4 \sum_{i=1}^{n} \chi_i G_i \alpha_i \quad [\mathrm{MJ}] \tag{2.3}$$

gdzie:

G_i – masa i-tego materiału palnego w strefie pożarowej [kg],

$H_{c,\,eff,\,i} = \chi_i H_{c,\,i}$ – **efektywne ciepło spalania** (*effective calorific value*) i-tego materiału palnego zgromadzonego w strefie pożarowej, zredukowane (szacowany współczynnik redukcyjny $\chi_i \le 1$) w stosunku do wartości $H_{c,\,i}$ (*net calorific value*) charakterystycznej dla spalania w warunkach idealnych (wartość $H_{c,\,i}$ dla poszczególnych materiałów palnych ustalana jest w laboratoryjnym badaniu kalorymetrycznym, podczas gdy wartość $H_{c,\,eff,\,i}$ odpowiada nieidealnym warunkom spalania w realnych pożarach),

$\alpha_i = \dfrac{H_{c,\,i}}{18{,}4}$ – współczynnik przeliczeniowy będący ilorazem ciepła spalania $H_{c,\,i}$ badanego materiału i ciepła spalania „znormalizowanego" drewna, czyli 18,4 [MJ/kg] = 4400 [kcal/kg].

Obciążenie ogniowe odniesione do powierzchni A, na której jest rozmieszczone, nazywa się **gęstością obciążenia ogniowego** (***fire load density***) q:

$$q = \frac{Q}{A} \quad [\mathrm{MJ/m^2}] \tag{2.4}$$

Norma PN-EN 1991-1-2 [250] zaleca w tym miejscu przyjmowanie $A = A_f$, czyli całkowitej powierzchni podłogi (*floor*). Jeżeli jednak pożar jest zlokalizowany i nie rozgorzał w całej strefie pożarowej, to przyjmuje się faktyczną powierzchnię, na której zebrane są materiały palne. Dopuszczane jest jednak także podejście alternatywne, w którym bierze się pod uwagę całkowitą powierzchnię wszystkich przegród ograniczających strefę pożarową (ścian, podłogi i sufitu), czyli $A = A_t$ (*total*). Projektant musi zatem rozróżniać dwie różne co do wartości wielkości:

$$q_f = \frac{Q}{A_f} \neq q_t = \frac{Q}{A_t} \tag{2.5}$$

Zdaniem autora, podejście operujące powierzchnią A_f wydaje się o tyle bardziej uzasadnione, że na ogół materiały palne rozmieszczone są w strefie pożarowej w sposób nierównomierny (większość znajduje się w pobliżu podłogi).

W normie [250] podano również wartości ciepła spalania $H_{c,\,i}$ dla różnych materiałów palnych znajdujących się w stanie doskonale suchym. Jeżeli są one w jakimkolwiek stopniu zawilgocone, a stopień zawilgocenia u wyraża procentowy udział wilgoci w suchej masie, to zgodnie z normą [250] (za EN ISO 1716:2002) należy dokonać korekty $H_{c,\,i}$ na $H_{cu,\,i}$:

$$H_{cu,\,i} = H_{c,\,i}(1 - 0{,}01u) - 0{,}025u \quad \text{[MJ/kg]} \tag{2.6}$$

Wartości gęstości obciążenia ogniowego q_f ani q_t nie należy w żadnym razie utożsamiać z wielkościami wyznaczanymi tradycyjnie na podstawie obowiązującej do 2001 roku normy PN-70/B-02852 [244] (zastąpionej przez PN-B-02852:2001). Stosowana tam bowiem zależność:

$$Q_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \alpha_i}{A_f} \quad [\text{kg/m}^2] \tag{2.7}$$

pozwalała jedynie na określenie tak zwanego **ekwiwalentu drewna**, czyli ilości suchego drewna w kilogramach, o cieple spalania 18,4 [MJ/kg] = 4400 [kcal/kg], przypadającej na metr kwadratowy powierzchni podłogi strefy pożarowej, która wytworzy taką samą ilość ciepła jak spalenie materiałów palnych faktycznie znajdujących się w pomieszczeniu. Na mocy wzorów (2.3) i (2.5) zachodzi jednak:

$$q_f = 18{,}4 Q_{eq} \overline{\chi} \tag{2.8}$$

przy czym $\overline{\chi}$ jest średnim ważonym współczynnikiem redukcyjnym.

Nazywanie wielkości Q_{eq} obciążeniem ogniowym wynika z uwarunkowań historycznych [101], jest jednak mylące. W świetle obecnych ustaleń bardziej odpowiednia wydaje się nazwa ***zastępcza gęstość obciążenia ogniowego***.

Już w 1958 roku K. Kawagoe [25] wykazał, że warunki wentylacji strefy pożarowej mają zasadniczy wpływ na intensywność spalania materiałów palnych w rzeczywistych pożarach i mogą go znacznie ograniczać w stosunku do tak zwanego spalania swobodnego. Badania eksperymentalne, przy zastosowaniu skrzyń z suchym „znormalizowanym” drewnem jako paliwem, pozwoliły mu na zaproponowanie zależności empirycznej (zwanej dziś *Kawagoe correlation*):

$$\dot{m}_{fi} = 0{,}092 A_v \sqrt{h_{v,\,eq}} \tag{2.9}$$

gdzie:

$\dot{m}_{fi}$ – szybkość (intensywność) rozkładu termicznego, czyli ilość materiałów palnych zamieniana na gazy spalinowe na sekundę, równoważna $\dot{m}_b$ z zależności (2.2) [kg/s],

A_v – całkowita powierzchnia wszystkich pionowych (w ścianach – okna, drzwi itp.) otworów wentylujących strefę pożarową (*vents*) [m^2],

$h_{v,\,eq}$ – uśredniona wysokość pionowych otworów wentylujących strefę pożarową [m].

Formuła (2.9) jest nadal stosowana, jednakże bardziej precyzyjne oszacowania uzyskuje się na podstawie zależności zaproponowanej przez M. Law (cytowanie za pracą [22]):

$$\dot{m}_{fi} = 0{,}18 A_v \sqrt{\frac{h_v w}{d}}\left(1 - e^{-0{,}036\Omega}\right) \tag{2.10}$$

przy czym $\Omega = \dfrac{A_t - A_v}{A_v \sqrt{h_v}}$, gdzie w, d – odpowiednio szerokość (*width*) i głębokość (*depth*) strefy pożarowej [m], A_t, A_v, h_v – jak w zależnościach (2.5) i (2.9).

Zdefiniowany przez K. Kawagoe iloczyn $A_v \sqrt{h_{v,\,eq}}$, odniesiony do całkowitej powierzchni wszystkich przegród strefy pożarowej (liczonej razem z otworami), czyli A_t, jest dziś nadal podstawowym parametrem pozwalającym na uwzględnienie warunków wentylacji strefy pożarowej w prognozowaniu przebiegu potencjalnego pożaru mogącego w niej rozgorzeć. Wielkość ta nosi nazwę **współczynnika otworów** (***opening factor***) O:

$$O = \frac{A_v \sqrt{h_{v,\,eq}}}{A_t} \quad [\mathrm{m}^{0,5}] \tag{2.11}$$

Wyrażenie (2.10) daje w przybliżeniu tę samą wartość $\dot{m}_{fi}$ co zależność (2.9) dla strefy pożarowej na planie kwadratu ($w = d$) i współczynnika otworów $O \approx 0{,}05$, czyli $\Omega \approx 20$. Wartości większe niż wynikające ze wzoru (2.9) uzyskuje się dla mniejszych otworów wentylacyjnych i „płytszych" stref pożarowych.

Określenie wartości parametru O dla analizowanej strefy pożarowej pozwala na oszacowanie krytycznej wartości szybkości uwalniania ciepła $\dot{Q}_{cr} = RHR_{cr}$, dla której osiągany zostaje punkt rozgorzenia. W przypadku strefy pożarowej z jednym otworem okiennym o wysokości h_v i powierzchni A_v umożliwia to empiryczne kryterium P.H. Thomasa (*Thomas's flashover criterion*) (cytowanie za pracą [22]):

$$\dot{Q}_{cr} = RHR_{cr} = 0{,}0078 A_t + 0{,}378 A_v \sqrt{h_v} = A_t \left(0{,}0078 + 0{,}378 O A_t\right) \ \text{[MJ/s]} \qquad (2.12)$$

Zależność (2.9) dawała prawidłowe oszacowania jedynie w przypadku, gdy paliwem było odpowiedniego rodzaju suche drewno. Formuły uogólnione, dostosowane do innych materiałów, stanowią dziś integralną część tak zwanych parametrycznych modeli pożaru i będą analizowane w dalszej części pracy (rozdział 2.5). Tu zaznaczmy jedynie, że już we wczesnych latach siedemdziesiątych XX wieku T.Z. Harmathy (cytowanie za [25]), definiując własny współczynnik otworów Φ, podał uogólnione na dowolne materiały palne przybliżone warunki rozgraniczające pożary regulowane podażą powietrza i własnościami paliwa. Po ujednoliceniu oznaczeń są to odpowiednio:

– dla pożaru regulowanego podażą powietrza:

$$\frac{\Phi}{A_f} = \rho_a \sqrt{g} O \frac{A_t}{A_f} < 0{,}235 \qquad (2.13)$$

– dla pożaru regulowanego własnościami paliwa:

$$\frac{\Phi}{A_f} = \rho_a \sqrt{g} O \frac{A_t}{A_f} > 0{,}290 \qquad (2.14)$$

gdzie:

$\Phi = \rho_a \sqrt{g} A_v \sqrt{h_v}$ – współczynnik otworów według T.Z. Harmathy'ego,
ρ_a – gęstość nieogrzanego powietrza [kg/m^3],
g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2].

Dla wartości pośrednich pomiędzy 0,235 i 0,290 nie da się w sposób dostatecznie wiarygodny przewidzieć charakteru potencjalnego pożaru. Zdaniem autora niniejszej monografii wydaje się, że z uwagi na wieloaspektowość zagadnienia formułom tym można przypisać jedynie szacunkowy charakter.

Metodyka postępowania w przypadku, gdy oprócz pionowych otworów wentylacyjnych występują także otwory w przegrodach poziomych (stropach), została omówiona w pracy [86].

2.3. MODELOWANIE POŻARU W UJĘCIU HISTORYCZNYM

Pierwsze badania nad możliwością matematycznego modelowania pożarów rzeczywistych były prowadzone w Kanadzie pod koniec lat dwudziestych XX wieku przez S.H. Ingberga. Wprowadził on pojęcie *obciążenia ogniowego* rozumianego jako całkowita masa materiałów palnych (obecnie mówi się raczej o energii, która może być przez nie wytworzona w pożarze), zgromadzonych w danej strefie pożarowej i mogących ulec spaleniu podczas pożaru. Dokonał także oceny wpływu tego parametru na intensywność potencjalnego pożaru. Trzydzieści lat później K. Kawagoe na podstawie badań prognozował pierwsze tak zwane *scenariusze pożarowe*. Zasługą K. Kawagoe jest również wykazanie zależności przebiegu pożaru od warunków wentylacji strefy pożarowej (rozdział 2.2). Ten sam autor wraz z T. Sekine w 1963 roku wyznaczył po raz pierwszy za pomocą całkowania równań bilansu energetycznego pożaru w strefie pożarowej (rozdział 2.2) *krzywą temperatura spalin – czas pożaru* $\Theta_g - t_{fi}$. Zastosowane podejście było jednak ograniczone jedynie do pożarów regulowanych dostępem powietrza i charakteryzujących się stałą szybkością uwalniania ciepła. Zostało ono uogólnione w 1970 roku przez S.E. Magnussona i S. Thelandersona. Szybkość uwalniania ciepła była teraz modelowana jako funkcja czasu pożaru t_{fi} i limitowana przez warunki dostępu powietrza do strefy pożarowej. W 1976 roku O. Pettersson, S.E. Magnusson i J. Thor posługując się powyższym modelem, opracowali zbiór krzywych $\Theta_g - t_{fi}$ charakteryzujących pożary przebiegające w różnorodny sposób skonfigurowanej strefie pożarowej przy różnym obciążeniu ogniowym i w różnych warunkach wentylacji [159]. Są one do dziś powszechnie publikowane w literaturze przedmiotu (także w pracach [86] i [101]).

Metoda opracowana przez K. Kawagoe i rozwinięta przez S.E. Magnussona i S. Thelandersona sprowadzała się do stosunkowo czasochłonnych obliczeń i wymagała przyjmowania wielu założeń. Z tego powodu dążono do opracowania prostszego i bardziej przyjaznego dla projektanta, ale jednocześnie dającego niemniej wiarygodne oszacowania formalizmu opisującego przewidywany dla danych parametrów początkowych przebieg pożaru. W 1974 roku T.T. Lie zaproponował budowanie tak zwanych *parametrycznych krzywych* $\Theta_g - t_{fi}$. Oznaczało to zamiast niewygodnego całkowania równań bilansowych bezpośrednią specyfikację ogólnych formuł matematycznych opisujących takie krzywe. Początkowe parametry pożaru (w szczególności obciążenie ogniowe i warunki wentylacji strefy pożarowej) są w nich zmiennymi decyzyjnymi. Zależności, które otrzymano w rezultacie takiego podejścia, zostały zweryfikowane doświadczalnie i od 1993 roku zaadaptowane do europejskich norm projektowania [227]. Stanowią dziś podstawowe narzędzie analizy bezpieczeństwa pożarowego elementów konstrukcji budowlanych i są stale udoskonalane.

Nieco inny sposób budowy krzywych parametrycznych został rozwinięty w pracach O. Keski-Rahkonena [78], Z. Ma i P. Mäkeläinena [107] oraz C.R. Barnetta [8]. Przeprowadza się odpowiednie badania doświadczalne odwzorowujące w pełnej skali pożary rzeczywiste i analizuje sam kształt otrzymanych w eksperymencie krzywych $\Theta_g - t_{fi}$. Na tej podstawie tworzy się proste krzywe modelowe, w których jedyną zmienną jest czas pożaru t_{fi}. Parametry kształtu i skali tego typu krzywych są wyznaczane empirycznie.

Metoda budowy *krzywych parametrycznych* ma w założeniu umożliwić projektantowi wiarygodne oszacowanie trwałości pożarowej elementu konstrukcji, przy założeniu, że akceptuje on ograniczenia wynikające z jedynie analitycznego (nie numerycznego) sposobu oceny. Dostosowana jest do obliczeń bazujących na sformalizowanych normach projektowania. Omawia się ją szczegółowo w rozdziale 2.5 niniejszej pracy. W przypadku gdy wymagana jest większa dokładność zaleca się wykorzystanie dostępnych modeli numerycznych. Należy tu wymienić przede wszystkim zaawansowany model pożaru, tak zwany *pożar CFD* (*CFD = Computational Fluid Dynamic*), oparty na równaniach dynamiki płynów oraz powszechnie stosowane modele strefowe (*zone models*, *layer models*). Obecnie istnieje jednak znacznie więcej tego typu modeli, dostosowanych nie tylko na potrzeby analizy bezpieczeństwa samej konstrukcji, ale również do oceny możliwości ewakuacji, przebiegu rozprzestrzeniania się dymu itp. W miarę pełne ich zestawienie zawierają prace R. Friedmana [48] (74 modele) oraz S.M. Olenicka i D.J. Carpentera [152] (170 modeli), a przede wszystkim dostępna w sieci strona *http://www.firemodelsurvey.com* [43]. Wybrane modele analizuje się także w opracowaniu [38].

2.4. NUMERYCZNE MODELE POŻARU

2.4.1. MODEL HYDRODYNAMICZNY

Do najbardziej zaawansowanych numerycznych modeli pożaru należą modele wykorzystujące **techniki symulacji bezpośredniej DNS** (***Direct Numerical Simulations***). Wymagają jednak stosowania komputerów o relatywnie dużej mocy obliczeniowej i z tego względu mogą być analizowane jedynie w dużych ośrodkach akademickich lub wyspecjalizowanych laboratoriach badawczych. W podejściu tym przestrzeń rozpatrywanej strefy pożarowej podzielona jest na skończenie małe obszary elementarne o współrzędnych czasoprzestrzennych (x, y, z; t_{fi}).

W każdym z takich obszarów dla poszczególnych chwil t_{fi} wyznacza się temperaturę $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$, rozwiązując wyspecyfikowany dla warunków zadania (konfiguracji strefy pożarowej i własności oraz rozmieszczenia nagromadzonych w niej materiałów palnych) układ odpowiednich równań różniczkowych cząstkowych. Modele tego typu noszą w literaturze nazwę **modeli pola** (***field models***). Najbardziej znanym modelem pola stosowanym w modelowaniu pożarów jest tak zwany **model hydrodynamiczny CFD** (***Computational Fluid Dynamic***), który łączy w sobie elementy teorii dynamiki płynów z zagadnieniami przepływu ciepła. Układ równań różniczkowych zawiera tu równania *Naviera-Stokesa* ze zmiennymi termodynamicznymi i aerodynamicznymi. Istotnym problemem jest w tym modelu matematyczne odwzorowanie zjawiska turbulentnego przepływu gazów. Dlatego często podejście czysto symulacyjne w pełnej skali zastępowane jest implementacją do głównego modelu **submodeli CFD** generujących lokalnie drgania gazów spalinowych o wysokiej częstotliwości.

Alternatywnym podejściem jest zastosowanie tak zwanego **turbulentnego modelu** $k - \varepsilon$. Dodaje on do globalnego modelu CFD dwa równania: pierwsze do wyznaczenia wartości *energii kinetycznej turbulencji k* (*turbulent kinetic energy*), drugie do określenie stopnia rozproszenia tej energii ε (*rate of dissipation of turbulent kinetic energy*). Modele $k - \varepsilon$ wykorzystują wiele współczynników empirycznych, które są wyznaczane eksperymentalnie. Badania pożarów pokazują jednak, że realny ruch gazów w takich warunkach na ogół nie ma charakteru w pełni turbulentnego. Z tej przyczyny, pomimo że opracowanych zostało już kilka stale doskonalonych modeli $k - \varepsilon$, ich stosowanie nadal budzi wiele kontrowersji.

Bardziej obiecujące w tym zakresie wydaje się zastosowanie techniki numerycznej zwanej **symulacją wielkich wirów LES** (***Large Eddy Simulation***). Równania dynamiki płynów *Naviera-Stokesa* służą w niej do modelowania jedynie dużych wirów, oddziałujących na medium w skali globalnej i zależnych w dużej mierze od konfiguracji strefy pożarowej. Mniejsze wiry, oddziałujące w skali lokalnej, opisywane są przez odpowiednie *submodele* (*Sub-Grid Scale Models – SGS*), w szczególności *model J. Smagorinsky'ego*. Ujęcie to zostało rozwinięte w zasadzie dla zagadnień modelowania pożarów naturalnych operujących na dużych i otwartych przestrzeniach. Wiarygodność jego stosowania do pożarów w zamkniętych pomieszczeniach nie została jak dotychczas potwierdzona w sposób wystarczający. Ciekawe rezultaty uzyskane po zastosowaniu metody LES prezentowane są w pracy [213].

Niemniej ważne w metodologii konstruowania takich modeli jest odpowiednie określenie warunków brzegowych na granicy faz, pomiędzy elementem konstrukcji modelowanym metodami MES a jego otoczeniem (gazami spalinowymi w bezpośrednim sąsiedztwie elementu) opisywanym za pomocą jednego z modeli pola. Jak dotychczas obydwa podejścia nie są jeszcze kompatybilne. Zagadnieniom harmonizacji modelu CFD z techniką MES poświęcona jest praca [73], autorzy artykułu

[163] natomiast postulują z tego powodu stosowanie **modelu FDS** (***Fire Dynamics Symulator***), będącego uproszczeniem klasycznego ujęcia CFD.

Jak już wspomniano, wykorzystanie modeli pola do zagadnień bezpieczeństwa pożarowego wiąże się z koniecznością wykonania stosunkowo złożonych i bardzo czasochłonnych obliczeń numerycznych, co znacznie ogranicza możliwości ich stosowania. Bardzo interesującą próbę poprawy efektywności tego typu analizy zaprezentowano w pracy [95]. Jej autorzy proponują zastąpienie typowego podejścia ujęciem wykorzystującym techniki **sztucznych sieci neuronowych** (***ANN – Artificial Neural Network***). Szczególnie przydatny wydaje się tutaj model hybrydowy, w którym preprocesor służący do wstępnej identyfikacji stanowi sieć o logice rozmytej (FA – *Fuzzy Adaptive Network*), właściwej analizy dokonuje się natomiast za pomocą sieci typu GRNN (*General Regression Neural Network*). Połączenie tych nazw daje pełną nazwę modelu – GRNNFA.

W pracy [152] prezentuje się ponad 20 różnych modeli pola zalecanych do stosowania w analizie bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji. Są one nadal uzupełniane i uogólniane. Koncepcję budowy takich modeli omawia i dyskutuje autor opracowania [10]. Rezultaty modelowania matematycznego znajdują coraz lepsze potwierdzenie w badaniach doświadczalnych [2, 106]. Podejmowane są także próby tworzenia modeli tego typu, umożliwiających wiarygodny opis potencjalnego przebiegu pożaru w strefach pożarowych o złożonej konfiguracji (zawierających kilka mniejszych i wzajemnie połączonych ze sobą pomieszczeń) [206]. W kraju modele CFD wykorzystuje się do symulowania ruchu dymu w ogarniętych pożarem pomieszczeniach przy różnych warunkach ich wentylacji (badania G. Sztarbały w Zakładzie Badań Ogniowych ITB).

2.4.2. MODELE STREFOWE

Modele strefowe (***zone models***, ***layer models***) z uwagi na ich prostotę, a zarazem, w większości ważnych przypadków, wystarczająco dobrą precyzję opisu procesu rozwoju rzeczywistego pożaru w wydzielonej strefie pożarowej o określonej konfiguracji, trzeba uznać za podstawowe narzędzie numerycznej analizy bezpieczeństwa pożarowego. Pole temperatury $\Theta_g(x, y, z; t_{fi})$ nie jest już określane przez rozwiązywanie w każdym punkcie strefy pożarowej odpowiedniego układu równań różniczkowych cząstkowych. Zakłada się bowiem, że dla poszczególnych chwil pożaru t_{fi} temperatura Θ_g jest wyrównana (ma jednakową wartość) wewnątrz pewnych wydzielonych **warstw termicznych** (***layers***) analizowanej strefy. W każdej takiej warstwie do pełnego opisu rozwoju pożaru wystarczy zatem jedynie wyspecyfikowanie zależności $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$, która jest funkcją pojedynczej zmiennej t_{fi}. Oczywiście wartości temperatury Θ_g, charakteryzujące w danej chwili t_{fi} sąsiadujące ze sobą warstwy, są różne. Obliczenia numeryczne sprowadzają się zatem do rozwiązania dla poszczególnych momentów t_{fi}, osobno dla każdej wydzielonej warstwy, odpowiedniego układu równań różniczkowych zwyczajnych.

W szczególności wyróżnia się:

– **modele dwustrefowe** (***two-zone models***) – w których definiuje się dwie strefy termiczne (*zones*): strefę gorącą (*hot zone*, *upper layer*), zlokalizowaną w górnej (podsufitowej) części analizowanej strefy pożarowej i strefę chłodniejszą (*cooler zone*, *lower layer*), umiejscowioną w jej dolnych partiach,
– **modele jednostrefowe** (***one-zone models***) – w których cała analizowana strefa pożarowa stanowi jedną warstwę termiczną o wyrównanej w danej chwili t_{fi} temperaturze Θ_g.

Modele dwustrefowe wykorzystuje się do opisu pożarów przed osiągnięciem przez nie punktu rozgorzenia, modele jednostrefowe natomiast dobrze opisują pożary w pełni rozwinięte.

W opracowaniu [152] zidentyfikowano 54 stosowane obecnie modele strefowe. Do najbardziej znanych modeli tego typu można zaliczyć: COMPF2 (*Post-flashover **Comp**artment **F**ire* – V. Babrauskas i R.B. Williamson, 1979) [39], ASET (***A**vailable **E**gress **T**ime in Fire* – L.Y. Cooper, 1983), CCFM (***C**onsolidated **C**ompartment **F**ire **M**odel* – G.P. Forney, 1987), FIRST (***Fi**re **S**imulation **T**echnique* – H.E. Mittler, J.A. Rockett i W.D. Davis, 1987), CFAST (***C**onsolidated Model of **F**ire Growth **a**nd **S**moke **T**ransport* – W.W. Jones, 2000), BRANZFIRE (***B**uilding **R**esearch **A**ssociation of **N**ew **Z**ealand **Fire** Model* – C.A. Wade, 2000). Autor pragnie szczególnie zarekomendować korzystanie ze stosunkowo uniwersalnego i przyjaznego dla użytkownika modelu OzoneV2 opracowanego przez J.-F. Cadorina w 2003 r. [25]. Jego założenia i możliwości, a także sposób użytkowania, zostały zaprezentowane w pracach [26] i [27]. Łączy on w sobie model dwu- i jednostrefowy, przy czym przechodzenie z modelu dwustrefowego na model jednostrefowy odbywa się w sposób automatyczny po osiągnięciu temperatury Θ_g wywołującej rozgorzenie pożaru.

2.5. ANALITYCZNE MODELE POŻARU

2.5.1. STANDARDOWY MODEL POŻARU

W analitycznych modelach pożaru zakłada się, że jego przebieg w czasie opisuje wyspecyfikowana dla całej rozpatrywanej strefy pożarowej **pojedyncza krzywa temperatura gazów spalinowych – czas pożaru** $\Theta_g - t_{fi}$. Takie podejście prowadzi do wiarygodnych oszacowań tylko wtedy, gdy rozważany jest pożar w pełni rozwinięty, po osiągnięciu punktu rozgorzenia, w którym założenie o wyrównanej w całym pomieszczeniu temperaturze $\Theta_g(t_{fi})$, w dowolnym momencie t_{fi}, może być zaakceptowane. Na ogół w analizie bezpieczeństwa pożarowego tego typu ograniczenie nie stanowi istotnego problemu. Przypadek wyrównanej temperatury Θ_g jest bowiem z punktu widzenia nośności konstrukcji z reguły najbardziej niekorzystny dla założonych warunków początkowych i z tego względu uznaje się go za miarodajny dla całego pożaru. Dlatego w dalszej analizie pojęcie *pożar* będzie przez autora niejako utożsamiane z fazą pożaru rozwiniętego. Analiza pożarów nierozwiniętych wydaje się celowa w zasadzie wtedy, gdy obciążenie ogniowe strefy pożarowej jest na tyle małe lub warunki jej wentylacji są tego rodzaju, że nie ma zagrożenia rozgorzeniem pożaru. Poza tym w pewnych przypadkach lokalne oddziaływanie pożaru na element konstrukcji nośnej może być bardziej niebezpieczne niż działający globalnie pożar po rozgorzeniu. Z tego względu, niezależnie od modelowania pożaru rozwiniętego, konstruowane są modele pożarów zlokalizowanych, które nie rozgorzały. Ich rozważanie wykracza poza ramy niniejszego opracowania. Trzeba jednak zauważyć, że matematyczny model takiego pożaru został włączony do normy [250], a jego omówienie projektant może znaleźć np. w pracy [45].

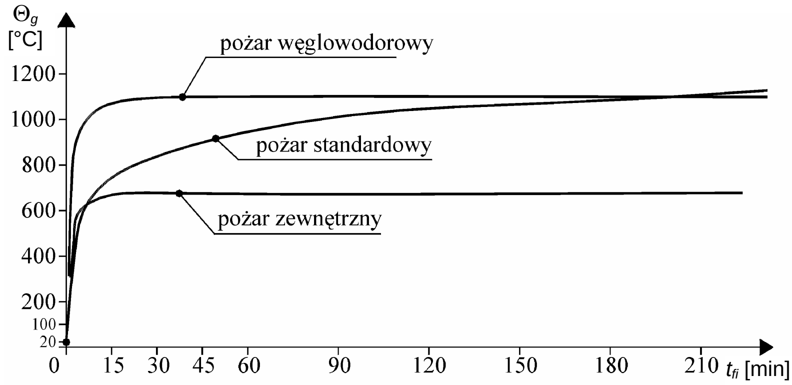
Kształt typowej krzywej $\Theta_g - t_{fi}$ zależy od charakterystyki rozważanej strefy pożarowej, w szczególności warunków jej wentylacji, a także od rodzaju i rozmieszczenia nagromadzonych w niej materiałów palnych. W ogólności jest zatem funkcją wielu zmiennych decyzyjnych. Ustalenie wzajemnych relacji, zarówno jakościowych, jak i ilościowych, pomiędzy poszczególnymi zmiennymi wymagało przeprowadzenia wielu badań eksperymentalnych. Ich wyniki umożliwiły w ostatnich latach skonstruowanie tak zwanych *parametrycznych modeli pożaru* (rozdział 2.5.3). Pierwotnie jednak przebieg pożaru w pomieszczeniu modelowany był za pomocą **ujednoliconej krzywej standardowej** (***standard temperature – time curve***), zwanej również *krzywą pożaru standardowego*, zaproponowanej przez ISO [234]:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}\left(8t_{fi} + 1\right) \quad [°C] \tag{2.15}$$

Przedstawiono ją na rys. 2.2. Jak widać, temperatura gazów spalinowych Θ_g jest tu jedynie funkcją czasu t_{fi} i rośnie monotonicznie (nie ma fazy stygnięcia). Kształt tak zdefiniowanej krzywej w żaden sposób nie odzwierciedla realnego przebiegu pożaru, nie zależy bowiem od wymienionych powyżej parametrów determinujących jego przebieg (rys. 2.3a). Podstawowym zadaniem krzywej (2.15) nie jest jednak odpowiednio wierne matematyczne odwzorowanie przebiegu pożarów, co nie zawsze jest dostrzegane. Trzeba ją traktować raczej jako pewną krzywą odniesienia, ponieważ:

– *ustala jednolity reżim nagrzewania elementów konstrukcji w próbie laboratoryjnej* – rezultaty poszczególnych badań przeprowadzanych w różnych laboratoriach mogą być wzajemnie porównywane tylko wtedy, gdy elementy konstrukcji były poddawane zawsze takiemu samemu ujednoliconemu działaniu pożaru o znormalizowanej intensywności i przebiegu,

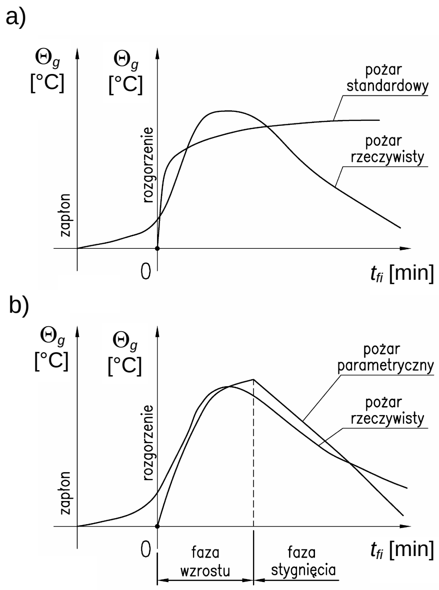
– *definiuje przebieg pożaru, dla którego określone zostały wyspecyfikowane w prawie budowlanym wartości wymaganej odporności ogniowej elementu* $t_{fi,d,req}$ [min] – a zatem wyliczona przez projektanta, przy założeniu parametrów zastosowanej izolacji przeciwogniowej, odporność ogniowa elementu $t_{fi,d}$ [min] również musi być odniesiona do ujednoliconego pożaru standardowego, tylko wtedy bowiem ma sens warunek bezpieczeństwa $t_{fi,d} > t_{fi,d,req}$.



Rys. 2.2. Nominalne krzywe pożaru zamieszczone w normie [250]

Podsumowując można stwierdzić, że dobór parametrów izolacji chroniącej analizowany element przed działaniem ognia dokonuje się zawsze dla warunków standardowego modelu pożaru, do nich bowiem dostosowane zostały także określone przez prawo wymagania. Natomiast wiarygodne wyznaczenie trwałości pożarowej $t_{fi,d}$ elementu chronionego przez izolację termiczną o znanych parametrach, odniesionej do konkretnej strefy pożarowej, wymaga analizy modelu pożaru w miarę wiernie odpowiadającego jego rzeczywistemu przebiegowi.

Krzywa pożaru standardowego (2.15), choć uwarunkowana historycznie, nadal stanowi podstawowe narzędzie analizy bezpieczeństwa pożarowego elementów konstrukcji budowlanych. Podaje ją także norma [250] wraz z dwiema innymi krzywymi, które razem z nią nazywa się *nominalnymi krzywymi pożaru*. Wykorzystanie krzywej (2.15) należy bowiem ograniczyć jedynie do pożarów budynków. Pożary zbiorników paliwa, magazynów olejów, wież wiertniczych itp. przebiegają na ogół w sposób bardziej gwałtowny i dlatego charakteryzowane są przez odrębną *krzywą węglowodorową* (*hydrocarbon curve*). W podobny sposób wydziela się pożary związane z wydostawaniem się ognia na zewnątrz budynku oddziałujące na elementy jego elewacji. Przebiegają one z reguły z mniejszą intensywnością i z tego powodu przypisane są do tak zwanej *krzywej pożaru zewnętrznego* (*external fire curve*). Kształt nominalnych krzywych pożaru, zdefiniowanych w normie [250], pokazano na rys. 2.2. Podobnego typu krzywą nominalną jest także określana w normie [248] tak zwana *krzywa powolnego nagrzewania*, stosowana w zasadzie jedynie w badaniach laboratoryjnych.



Rys. 2.3. Standardowy i parametryczny model pożaru w analizie bezpieczeństwa konstrukcji

Należy podkreślić, że krzywa (2.15) nie jest jedyną krzywą standardową proponowaną do opisu znormalizowanego pożaru, który ogarnął strefę pożarową zlokalizowaną wewnątrz budynku. Stosunkowo dużą popularność uzyskała analogiczna krzywa zaproponowana przez amerykańską normę ASTM E119 [217] w postaci tabelarycznej. Jej porównanie z krzywą (2.15) pokazano w tabeli 2.1.

Tabela 2.1

Krzywe standardowe zdefiniowane w ISO 834 i ASTM E119

t_{fi} [min]	Θ_g [°C]	
	ISO 834 [234]	ASTM E119 [217]
0	20	20
5	576	538
10	678	704
30	842	843
60	945	927
120	1049	1010
240	1153	1093
480	1257	1260

Najbardziej znana aproksymacja danych tabelarycznych określających krzywą standardową wyspecyfikowaną przez normę [217], podana przez T.T. Lie w 1995 roku, ma postać (cytowanie za pracą [22]):

$$\Theta_g = 750\left[1-\exp\left(-3{,}79553\sqrt{t_{fi,\,h}}\right)\right]+170{,}41\sqrt{t_{fi,\,h}}+\Theta_{g0} \quad [°C] \tag{2.16}$$

w której Θ_{g0} [°C] jest temperaturą początkową (w chwili wybuchu pożaru) powietrza otaczającego analizowany element konstrukcji (na ogół przyjmuje się Θ_{g0} = 20°C – patrz tab. 2.1), natomiast $t_{fi,\,h}$ momentem pożaru analogicznym do t_{fi}, ale podanym w godzinach (*hours*).

Inne znane krzywe standardowe proponowane do opisu pożaru w pomieszczeniach podali [151] Fackler (1959):

$$\Theta_g = \Theta_{g0} + 774\left[1-\exp\left(-0{,}49\sqrt{t_{fi}}\right)\right]+22{,}2\sqrt{t_{fi}} \quad [°C] \tag{2.17}$$

oraz Williams i Leir (1973):

$$\Theta_g = \Theta_{g0} + 532\left(1-e^{-0{,}01t_{fi}}\right)-186\left(1-e^{-0{,}05t_{fi}}\right)+820\left(1-e^{-0{,}20t_{fi}}\right) \quad [°C] \tag{2.18}$$

2.5.2. UPROSZCZONE PARAMETRYCZNE MODELE POŻARU

Podstawowym wymogiem wiarygodnego oszacowania trwałości pożarowej elementu konstrukcji jest w miarę wierne dopasowanie kształtu modelującej pożar krzywej temperatura spalin – czas pożaru do najbardziej prawdopodobnych warunków nagrzewania. Stosunkowo wcześnie zauważono, że dobrym przybliżeniem fazy wzrostu pożaru (dla $t_{fi} < t_{fi,\,1}$, gdzie $t_{fi,\,1}$ oznacza punkt rozgorzenia) jest formuła:

$$RHR = \dot{Q} = \alpha t_{fi}^2 = \left(\frac{t_{fi}}{k}\right)^2 \tag{2.19}$$

w której $RHR = \dot{Q}$ [(MJ/s) = MW] jest szybkością oddawania ciepła (*rate of heat release* – patrz rozdział 2.2), zwaną czasem **mocą pożaru** (***fire intensity***, ***fire severity***), α [(MJ/s^3) = (MW/s^2)] – współczynnikiem mocy pożaru (*fire intensity coefficient*, *velocity of fire growth*), k [s/√MW] – stałą wzrostu pożaru (*fire growth constant*), t_{fi} [s] – czasem pożaru wyrażonym w sekundach. Krzywą $\Theta_g - t_{fi}$ zastąpiono zatem stowarzyszoną z nią zależnością $\dot{Q} - t_{fi}$. W takim układzie jest to funkcja pojedynczej zmiennej t_{fi}, która występuje w kwadracie. Stąd nazwa tak zdefiniowanego pożaru – **pożar *t*-kwadrat** (***t-squared fire***). Wartości stałych α i k są wyznaczane empirycznie, przy czym wielkość k interpretuje się jako czas pożaru w sekundach, który upływa do osiągnięcia przez pożar mocy 1,055 MW. Określają one tak zwane *stopnie wzrostu pożaru* (*fire growth rate*) (tab. 2.2).

Tabela 2.2

Stopnie wzrostu pożaru

Stopień wzrostu pożaru	α	k
Wolny (*slow*)	0,00293	600
Średni (*medium*)	0,0117	300
Szybki (*fast*)	0,0466	150
Superszybki (*ultrafast*)	0,1874	75

Po rozgorzeniu pożaru, dla $t_{fi,1} \le t_{fi} < t_{fi,2}$ (chwila $t_{fi,2}$ oznacza początek fazy stygnięcia), jego moc jest stała:

$$RHR = \dot{Q} = \alpha t_{fi,1}^2 = \left(\frac{t_{fi,1}}{k} \right)^2 \tag{2.20}$$

Fazę stygnięcia ($t_{fi,2} \le t_{fi} < \infty$) natomiast opisuje zależność [78]:

$$RHR = \dot{Q} = \alpha t_{fi,1}^2 \exp\left(-\frac{t_{fi} - t_{fi,2}}{\tau} \right) \tag{2.21}$$

gdzie τ jest empiryczną *stałą stygnięcia* (*constant of decay time*).

Tabela 2.3

Charakterystyki pożarów w pomieszczeniach o różnym przeznaczeniu, według [250]

Przeznaczenie pomieszczenia	Stopień wzrostu pożaru	$k = t_\alpha$ [s]	RHR_f [kW/m^2]
Mieszkania	średni	300	250
Sale szpitalne	średni	300	250
Pokoje hotelowe	średni	300	250
Biblioteki	szybki	150	500
Biura	średni	300	250
Klasy szkolne	średni	300	250
Centra handlowe	szybki	150	250
Kina, teatry	szybki	150	500
Dworce autobusowe, kolejowe	wolny	600	250

Podobny sposób opisu przebiegu pożaru projektant znajduje również w normie [250]. Stała $k = t_\alpha$ [s] jest tam jednak interpretowana nieco inaczej. Oznacza czas potrzebny do osiągnięcia przez pożar mocy dokładnie 1 MW. W inny sposób definiuje się także stopnie wzrostu pożaru. Dodatkowo wprowadza się pojęcie *maksymalnej mocy pożaru uzyskanej z* 1 m^2 *powierzchni* RHR_f [kW/m^2] (*maximum rate of heat release*). Jest to więc w zasadzie *„gęstość” mocy pożaru*. Uzyskane na podstawie badań doświadczalnych wartości parametrów $k = t_\alpha$ oraz RHR_f, charakteryzujących pożary w pomieszczeniach o różnym przeznaczeniu, zestawiono w tab. 2.3. Superszybkiemu wzrostowi pożaru odpowiada nadal czas $k = t_\alpha = 75$ s.

Faza wzrostu pożaru, opisana parabolą (2.19), ograniczona jest przez poziom:

$$\dot{Q}_p = RHR_f A_{fi} \tag{2.22}$$

gdzie A_{fi} [m^2] oznacza maksymalną powierzchnię pożaru (w przypadku pożarów w pełni rozwiniętych $A_{fi} = A_f$, natomiast dla pożarów zlokalizowanych $A_{fi} < A_f$). Wartość $\dot{Q}_p$ charakteryzuje tak zwaną *stacjonarną fazę pożaru* (2.20). Nie musi ona być równoważna pożarowi rozwiniętemu, może bowiem odnosić się również do pożaru zlokalizowanego.

Faza stygnięcia pożaru zaczyna się w momencie wypalenia się 70% nagromadzonego w strefie paliwa, a kończy, gdy paliwo wypali się całkowicie. Dopuszcza się zastąpienie formuły (2.21) zależnością liniową.

Jeśli pożar jest regulowany dostępem powietrza, to maksymalny poziom $\dot{Q}_p$ należy zredukować do poziomu $\dot{Q}_{\max} < \dot{Q}_p$, przy czym:

$$\dot{Q}_{\max} = 0{,}10 m H_c A_v \sqrt{h_{eq}} \tag{2.23}$$

gdzie: A_v [m^2], h_{eq} [m] – parametry otworów wentylujących strefę pożarową, odpowiednio – całkowita powierzchnia i uśredniona wysokość, $H_c = 17{,}5$ [MJ/kg] – ciepło właściwe suchego drewna, $m = 0{,}8$ – współczynnik jakości spalania (*combustion factor*). Zauważmy, że $mH_c = H_{c,\,eff}$ (patrz formuła (2.3)).

Zgodnie z zależnością (2.3) obciążenie ogniowe strefy pożarowej Q jest iloczynem masy nagromadzonego w niej paliwa i odpowiadającego mu efektywnego ciepła spalania. Jest również całką z mocy pożaru równoważną uzyskanej podczas spalania energii. A zatem jego miarą, przy takim opisie pożaru, jest powierzchnia pod wykresem $\dot{Q} - t_{fi}$. Ponieważ wartość Q, a zatem i powierzchnia pod wykresem, jest ograniczona przez ilość i jakość dostępnego paliwa, ograniczony musi być również czas spalania (*duration of burning*) $t_{fi,\,2}$ [s]. Po wyczerpaniu się paliwa i zakończeniu spalania zaczyna się faza stygnięcia.

Jeśli ustalona jest wartość $\dot{Q}_p$ lub $\dot{Q}_{\max}$ oraz stopień wzrostu pożaru, to obciążenie ogniowe Q w sposób jednoznaczny wyznacza wartość $t_{fi,\,2}$ (rys. 2.4b). Oznaczając przez Q_1 energię uzyskaną podczas spalania w fazie wzrostu pożaru, natomiast przez Q_2 analogiczną energię, która może być uzyskana podczas spalania w fazie stacjonarnej, przy czym $Q_2 = Q - Q_1$, na podstawie (2.19), zachodzi:

$$t_{fi,1} = k\sqrt{\dot{Q}_p} \tag{2.24}$$

Ponadto z parabolicznego kształtu krzywej $\dot{Q} - t_{fi}$ wynika (rys. 2.4a):

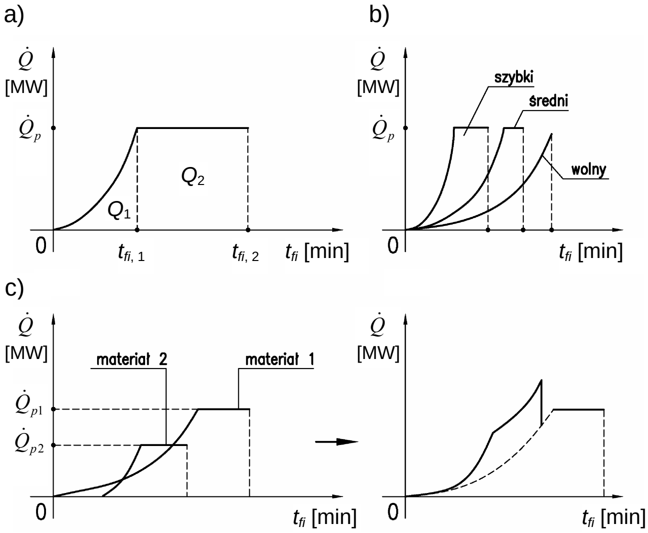
$$Q_1 = \frac{t_{fi,1}\dot{Q}_p}{3} \tag{2.25}$$

A zatem:

$$Q_2 = Q - \frac{t_{fi,1}\dot{Q}_p}{3} = \dot{Q}_p\left(t_{fi,2} - t_{fi,1}\right) \tag{2.26}$$

Stąd:

$$t_{fi,2} = t_{fi,1} + \left(\frac{Q}{\dot{Q}_p} - \frac{t_{fi,1}}{3}\right) \tag{2.27}$$



Rys. 2.4. Pożary *t-kwadrat*: a) schemat obliczeniowy, b) pożary o różnym stopniu wzrostu przy tym samym obciążeniu ogniowym, c) pożar dla dwóch rodzajów materiałów palnych

W przypadku gdy w strefie pożarowej znajduje się wiele rodzajów materiałów palnych, obliczenia przeprowadza się metodą graficznego sumowania wykresów (rys. 2.4c).

Założenie, że przebieg realnego pożaru w sposób wystarczająco dokładny można opisać zależnością, która sama w sobie jest funkcją pojedynczej zmiennej t_{fi}, a jej podstawowe parametry są wyznaczane empirycznie, stoi u podstawy także innych uproszczonych modeli pożaru parametrycznego. Typowym przykładem takiego podejścia jest metodyka opisu pożaru zaproponowana w pracy [107].

Na podstawie dostępnych jej autorom wyników 25 testów przeprowadzanych w różnych laboratoriach stwierdzono, że dla t_{fi} liczonego od momentu rozgorzenia pożaru można sformułować jedną uogólnioną krzywą $\Theta_g - t_{fi}$ w postaci:

$$\frac{\Theta_g - \Theta_0}{\Theta_{g,\max} - \Theta_0} = \left[\frac{t_{fi}}{t_{fi,m}} \exp\left(1 - \frac{t_{fi}}{t_{fi,m}}\right)\right]^{\delta} \tag{2.28}$$

gdzie:

- $\Theta_{g,\max}$ – maksymalna w całym pożarze temperatura gazów spalinowych [°C],
- $\Theta_0 = 20°C$ – temperatura w momencie wybuchu pożaru,
- $t_{fi,m}$ – chwila pożaru, dla której osiągnięta została temperatura $\Theta_{g,\max} = \Theta_g(t_{fi,m})$,
- δ – współczynnik kształtu krzywej pożarowej (*shape constant of curve*).

Wartość empirycznego współczynnika δ jest różna dla fazy wzrostu pożaru i fazy stygnięcia. Na ogół dopuszcza się przyjęcie, że w fazie stygnięcia jest on dokładnie dwa razy większy niż w fazie wzrostu. W szczególności wartości $\delta = 0,8$ i $\delta = 1,6$ dają najlepsze pokrycie wyników pomiarowych (na podstawie metody najmniejszych kwadratów). Autorzy pracy sugerują jednak bezpieczne stosowanie współczynników równych odpowiednio $\delta = 0,5$ i $\delta = 1,0$, wyznaczają one bowiem obwiednię analizowanych rezultatów badań.

Dla pożarów regulowanych dostępem powietrza przyjmuje się zależności empiryczne (oznaczenia zgodne ze wzorami (2.5) i (2.9)):

$$\Theta_{g,\max} = 1240 - 11\eta \text{, przy czym } \eta = \frac{A_t}{A_v\sqrt{h_v}} = O^{-1} \ [\text{m}^{-0,5}] \text{ oraz } t_{fi,m} = \frac{\tau}{1,6} \tag{2.29}$$

gdzie τ [min] jest całkowitym czasem trwania pożaru (*fire duration*), takim że:

$$\tau = \frac{G_0}{R} \quad \text{i} \quad R = 10,8\left[1 - \exp(-0,036\eta)\right] A_v \sqrt{h_v \frac{w}{d}} \tag{2.30}$$

gdzie: G_0 [kg drewna] jest tu całkowitą masą materiałów palnych przeliczoną na kilogramy suchego drewna, w [m] – szerokością ściany, w której znajduje się otwór (ścianę tę umieszcza się na froncie strefy pożarowej, wtedy drugi wymiar analizowanego pomieszczenia d [m] nazywany jest głębokością strefy pożarowej).

Jeszcze innym często stosowanym uproszczonym modelem pożaru parametrycznego jest uogólniona krzywa $\Theta_g - t_{fi}$, zaproponowana przez C.R. Barnetta [8, 9] – tak zwany **pożar BFD**. Ma ona postać:

$$\Theta_g = \Theta_0 + \Theta_{g,\max} e^{-z} \qquad \text{przy czym} \qquad z = \frac{\left(\ln t_{fi} - \ln t_{fi,m}\right)^2}{S_c} \tag{2.31}$$

Oznaczenia są tu analogiczne jak w formule (2.28). Czas t_{fi} [min] liczy się jednak od chwili zapłonu, a nie rozgorzenia pożaru. Wielkość S_c jest bezwymiarowym, empirycznym współczynnikiem kształtu krzywej (*shape constant*), zależnym od warunków wentylacji strefy pożarowej.

2.5.3. PARAMETRYCZNY MODEL POŻARU

Przez pojęcie *parametryczny model pożaru* autor tej pracy rozumie taki model matematyczny, który charakteryzuje pożar za pomocą odpowiednio dopasowanej, ujednoliconej dla badanej strefy pożarowej, krzywej $\Theta_g - t_{fi}$ (będącej funkcją pojedynczej zmiennej t_{fi}), dla której wszystkie parametry warunkujące jej kształt wyspecyfikowane są w sposób jawny w opisującej ją formule (rys. 2.3b). W modelach uproszczonych (rozdział 2.5.2) zamiast takiej formuły bezpośredniej na ogół definiowano jedynie półempiryczne funkcje kształtu. Dlatego, w opinii autora, do klasy modeli parametrycznych zaliczyć można w zasadzie tylko model proponowany przez normę [227]. Analizie i ocenie tego modelu poświęcił autor opracowanie [123]. Jest on również szczegółowo opisany w pracy [45].

Podstawowy szkielet rozważanego modelu pochodzi jeszcze z prenormy [232]. W obowiązującej obecnie normie [227] wprowadzono nieliczne zmiany, szczegółowo omówione poniżej. Temperatura gazów spalinowych Θ_g [°C] początkowo rośnie (czas t_{fi} należy wyrazić w godzinach, wielkości ρ [kg/m^3], c [J/(kg$\cdot$K)], λ [W/(m$\cdot$K)] oznaczają odpowiednio gęstość, ciepło właściwe i przewodność cieplną materiału przegrody ograniczającej strefę pożarową):

$$\Theta_g = 1325\left(1 - 0{,}324e^{-0{,}2\tau} - 0{,}204e^{-1{,}7\tau} - 0{,}472e^{-19\tau}\right) \tag{2.32}$$

gdzie $\tau = \left(\frac{O}{b}\frac{1160}{0{,}04}\right)^2 t_{fi} = \Gamma t_{fi}$ i $b = \sqrt{\rho c \lambda}$.

Maksymalną temperaturę $\Theta_{g,\max}$ spaliny osiągają dla $\tau = \tau_{\max}$:

$$\tau_{\max} = \frac{0{,}13 \cdot 10^{-3} q_{t,d} \Gamma}{O} \ [\text{godz.}] \quad \text{czyli} \quad t_{fi,\max} = \frac{\tau_{\max}}{\Gamma} \ [\text{godz.}] \tag{2.33}$$

gdzie $q_{t,d} = q_{f,d} A_f / A_t$ [MJ/m^2] jest obliczeniową gęstością obciążenia ogniowego odniesioną do powierzchni A_t strefy pożarowej, $q_{f,d}$ [MJ/m^2] natomiast analogiczną obliczeniową gęstością odniesioną jedynie do powierzchni podłogi (*floor*) tej strefy A_f.

Przez obliczeniową gęstość q_d rozumie się tu iloczyn nominalnej wartości gęstości q i odpowiadającego jej częściowego współczynnika bezpieczeństwa γ (rozdział 2.5.5).

Dla $\tau = \tau_{max}$ następuje spadek temperatury:

– gdy $\tau_{max} \le 0{,}5$ godz. $\quad \Theta_g = \Theta_{g,\max} - 625(\tau - \tau_{\max})$

– gdy 0,5 godz. $< \tau_{max} <$ 2 godz. $\quad \Theta_g = \Theta_{g,\max} - 250(3 - \tau_{\max})(\tau - \tau_{\max})$

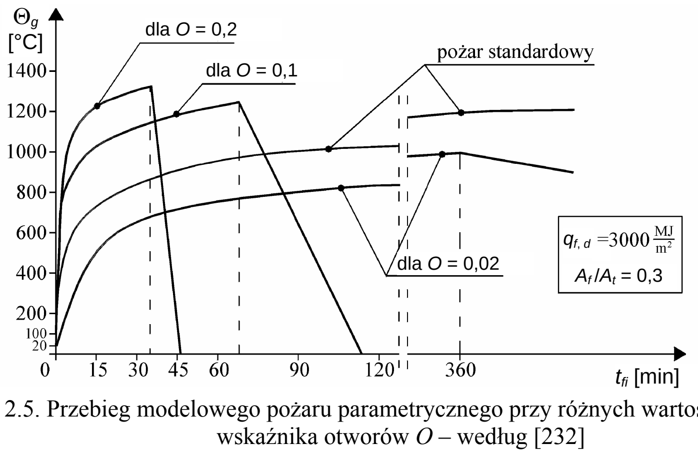
– gdy $\tau_{max} \ge 2$ godz. $\quad \Theta_g = \Theta_{g,\max} - 250(\tau - \tau_{\max}) \qquad (2.34)$

Jeśli przegroda wykonana jest z dwóch różnych materiałów to w miejsce b przyjmuje się b_{eq} takie, że (s_i jest grubością warstwy i-tego materiału):

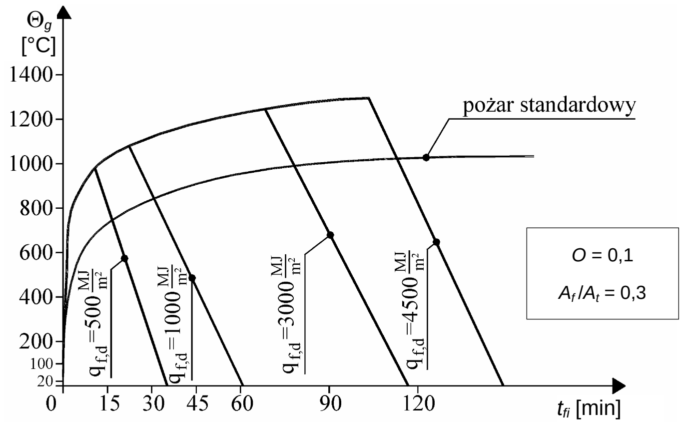
$$b_{eq} = \sqrt{\frac{s_1 c_1 \lambda_1 + s_2 c_2 \lambda_2}{\dfrac{s_1 c_1 \lambda_1}{b_1^2} + \dfrac{s_2 c_2 \lambda_2}{b_2^2}}} \qquad (2.35)$$

Przytoczony model został zweryfikowany dla stref pożarowych bez otworów dachowych o powierzchni $A_f \le 100$ m^2 i maksymalnej wysokości do 4 m. Dodatkowo $1000 \le b \le 2000$ [J/(m^{2}s^{0,5}K)] oraz $0{,}02 \le O \le 0{,}20$ [m^{0,5}].

Zwiększanie współczynnika otworów O przy zachowaniu stałego obciążenia ogniowego daje pożary coraz krótsze, zato o narastającej intensywności. Na rysunku 2.5 porównano przebieg modelowego pożaru standardowego (2.15) z krzywymi opisującymi modelowy pożar parametryczny (2.32), (2.34) dla różnych wartości wskaźnika otworów O, przy założeniu, że $A_f/A_t = 0{,}3$ i $q_{f,d} = 3000$ [MJ/m^2]. Należy podkreślić, że w parametrycznym modelu pożaru intensywność (prędkość wzrostu) pożaru nie zależy od zgromadzonego w strefie pożarowej obciążenia ogniowego (rys. 2.6). Ze wzrostem obliczeniowej gęstości $q_{f,d}$ rośnie jedynie maksymalna temperatura gazów spalinowych $\Theta_{g,\max}$, czyli także czas $t_{fi,\max}$, krzywa zaś $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$ pozostaje niezmieniona.



Rys. 2.5. Przebieg modelowego pożaru parametrycznego przy różnych wartościach wskaźnika otworów O – według [232]



Rys. 2.6. Przebieg modelowego pożaru parametrycznego przy różnych wartościach obliczeniowej gęstości obciążenia ogniowego $q_{f,d}$ – według [232]

Rozważany model w wersji proponowanej w normie [232] dotyczył jedynie pożarów regulowanych przez dostęp powietrza. W normie [227] uogólniono go również na przypadki pożarów kontrolowanych przez podaż paliwa. Równanie (2.33) przybrało postać:

$$t_{fi,\max} = \frac{\tau_{\max}}{\Gamma} = \max\left[\frac{0{,}20\cdot 10^{-3} q_{t,d}}{O}; t_{fi,\lim}\right] \text{ [godz.]} \tag{2.36}$$

przy czym $50 \le q_{t,d} \le 1000$ [MJ/m²]. Warto zwrócić uwagę na zamianę współczynnika $0{,}13 \cdot 10^{-3}$ wynikającego z przekształcenia historycznej już zależności (2.9) dla H_c = 16 MJ/kg, na lepiej umotywowaną eksperymentalnie wartość $0{,}20 \cdot 10^{-3}$. Czas $t_{fi,\lim}$ zależy od stopnia wzrostu pożaru (rozdział 2.5.2). Przy wzroście powolnym przyjmuje się $t_{fi,\lim}$ = 25 min, przy średnim $t_{fi,\lim}$ = 20 min, natomiast przy szybkim $t_{fi,\lim}$ = 15 min. Jeśli $t_{fi,\max} = t_{fi,\lim}$, to pożar będzie kontrolowany przez podaż paliwa. Wtedy w zależności (2.32) wielkość τ zastępuje się przez $\tau_{\lim} = t_{fi}\Gamma_{\lim}$, gdzie:

$$\Gamma_{\lim} = \left(\frac{O_{\lim}}{b}\frac{1160}{0{,}04}\right)^2, \quad \text{przy czym} \quad O_{\lim} = 0{,}1\cdot 10^{-3}\frac{q_{t,d}}{t_{fi,\lim}} \tag{2.37}$$

W przypadku gdy O = 0,04 m^{0,5} i $q_{t,d}$ = 75 MJ/m² oraz b < 1160 [J/(m²s^{0,5}K)] otrzymaną z formuły (2.37) wartość $\Gamma_{\lim}$ należy skorygować współczynnikiem k:

$$k = 1 + \left(\frac{O - 0{,}04}{0{,}04}\right)\left(\frac{q_{t,d} - 75}{75}\right)\left(\frac{1160 - b}{1160}\right) \tag{2.38}$$

Drugi rodzaj zmian wprowadzonych przez normę [227] wiąże się z korektą formuły (2.35) w celu bardziej precyzyjnego opisu przepływu ciepła przez przegrodę składającą się z dwóch warstw wykonanych z materiałów o różnych właściwościach termicznych. Załóżmy, że warstwa numer 1 przegrody jest poddana bezpośredniemu działaniu ognia, warstwa numer 2 natomiast jest przez nią chroniona (znajduje się za nią). Wtedy:

– gdy $b_1 < b_2$, to przyjmuje się $b = b_1$,
– gdy $b_1 > b_2$, to dla materiału 1 wylicza się grubość graniczną $s_{\lim} = \sqrt{\dfrac{3600 t_{fi,\max} \lambda_1}{c_1 \rho_1}}$ [m], przy czym $t_{fi,\max}$ wyznacza się zgodnie ze wzorem (2.36),
– gdy $s_1 > s_{\lim}$, to przyjmuje się $b = b_1$,
– gdy $s_1 < s_{\lim}$, to $b = \dfrac{s_1}{s_{\lim}} b_1 + \left(1 - \dfrac{s_1}{s_{\lim}}\right) b_2$.

Ponadto zmienia się zakres ważności $100 \le b \le 2200$ [J/(m^{2}s^{0,5}K)]. W przypadku gdy ściany, sufity i podłogi charakteryzowane są przez różne wartości b, określana jest wartość zastępcza:

$$b_{eq} = \frac{\sum_j \left(b_j A_j\right)}{A_t - A_v} \quad \left[\frac{\mathrm{J}}{\mathrm{m^2 s^{0,5} K}}\right] \tag{2.39}$$

przy czym A_j [m^2] jest powierzchnią j-tej przegrody (bez otworów).

Trzeci rodzaj zmian wynika z udoskonalenia opisu fazy stygnięcia przez dodanie współczynnika x do formuł (2.34). Uzyskują one zatem postać:

– gdy $\tau_{\max} \le 0{,}5$ godz. $\quad \Theta_g = \Theta_{g,\max} - 625\left(\tau - \tau_{\max} x\right)$
– gdy 0,5 godz. $< \tau_{\max} <$ 2 godz. $\quad \Theta_g = \Theta_{g,\max} - 250\left(3 - \tau_{\max}\right)\left(\tau - \tau_{\max} x\right)$
– gdy $\tau_{\max} \ge 2$ godz. $\quad \Theta_g = \Theta_{g,\max} - 250\left(\tau - \tau_{\max} x\right)$ (2.40)

gdzie $\tau_{\max}$ wyznaczane jest na podstawie (2.36). Jeżeli $t_{fi,\max} > t_{fi,\lim}$, to $x = 1{,}0$, w przypadku zaś gdy $t_{fi,\max} = t_{fi,\lim}$, przyjmuje się $x = t_{fi,\lim} \dfrac{\Gamma}{\tau_{\max}}$.

Modelowanie pożaru według podejścia zaproponowanego w normie [227] jest zatem jakościowo różne w stosunku do propozycji [232]. Na rysunku 2.7 przedstawiono krzywe $\Theta_g - t_{fi}$, otrzymane według zaleceń [227] dla przypadku pożaru w pomieszczeniu mieszkalnym, o ścianach wykonanych z betonu o parametrach odpowiednio: gęstość – ρ = 2300 kg/m^3, ciepło właściwe – c = 1100 J/(kg · K), przewodność cieplna – λ = 1,2 W/(m · K). Przyjęto charakterystyczną gęstość obciążenia ogniowego $q_{f,k}$ = 780 MJ/m^2. Współczynniki bezpieczeństwa, potrzebne do wyznaczenia skojarzonej z nią wartości obliczeniowej (formuła (2.49)), miały wartość: m = 0,8, δ_{q1} = 1,10, δ_{q2} = 1,0, δ_n = 1,0, co dało $q_{f,d}$ = 686,4 MJ/m^2. Ponadto założono, że A_f/A_t = 0,3. Z tabeli 2.3 wynika, że w tym przypadku $t_{fi,\mathrm{lim}}$ = 20 min. Po przeprowadzeniu obliczeń otrzymano [130]:

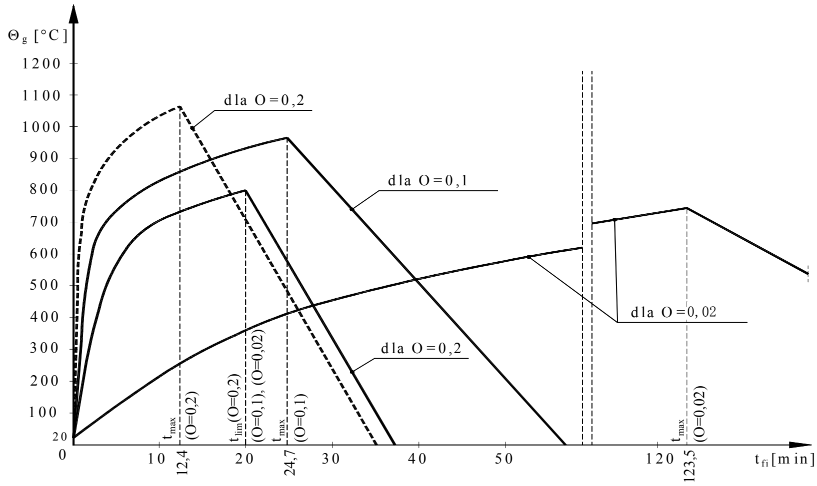
– dla O = 0,02 $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = 123,5 min > $t_{fi,\mathrm{lim}}$, a więc przebieg pożaru jest determinowany dostępem powietrza do strefy pożarowej, $\Theta_{g,\max}$ = 742,7°C,
– dla O = 0,1 $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = 24,7 min > $t_{fi,\mathrm{lim}}$ $\rightarrow$ przebieg pożaru determinowany dostępem powietrza do strefy pożarowej, $\Theta_{g,\max}$ = 959,9°C,
– dla O = 0,2 $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = 12,4 min > $t_{fi,\mathrm{lim}}$ $\rightarrow$ przebieg pożaru determinowany podażą paliwa $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = $t_{fi,\mathrm{lim}}$ = 20 min. Jak widać, zmiana specyfiki pożaru w sposób zasadniczy zmniejsza jego intensywność, a zatem i stopień zagrożenia konstrukcji nośnej. W celu porównania linią przerywaną zaznaczono przebieg pożaru wyznaczony przy tych samych parametrach początkowych zgodnie z propozycją zawartą w normie [232], która nie uwzględnia tego efektu.

Rysunek 2.8 umożliwia porównanie przebiegu pożarów przy stałym współczynniku O = 0,1 i różnych wartościach gęstości obciążenia ogniowego $q_{f,d}$. Obciążenie ogniowe pomieszczenia zależało od sposobu jego eksploatacji. Zachowano podstawowe parametry strefy pożarowej oraz współczynniki bezpieczeństwa przyjęte do analizy na rys. 2.7. W rezultacie dla poszczególnych rodzajów pomieszczeń otrzymano:

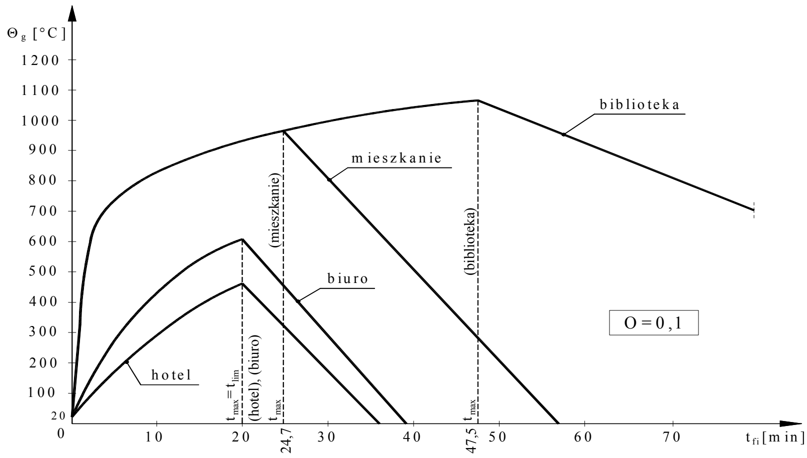
– biblioteka $\rightarrow$ $q_{f,k}$ = 1500 MJ/m^2 $\rightarrow$ $q_{f,d}$ = 1320 MJ/m^2 $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = = 47,5 min > $t_{fi,\mathrm{lim}}$ = 15 mm $\rightarrow$ pożar determinowany dostępem powietrza,
– mieszkanie $\rightarrow$ $q_{f,k}$ = 780 MJ/m^2 $\rightarrow$ $q_{f,d}$ = 686,4 MJ/m^2 $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = = 24,7 min > $t_{fi,\mathrm{lim}}$ = 20 mm $\rightarrow$ pożar determinowany dostępem powietrza,
– biuro $\rightarrow$ $q_{f,k}$ = 420 MJ/m^2 $\rightarrow$ $q_{f,d}$ = 369,6 MJ/m^2 $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = 13,3 min < $t_{fi,\mathrm{lim}}$ = = 20 mm $\rightarrow$ pożar determinowany podażą paliwa,
– pokój hotelowy $\rightarrow$ $q_{f,k}$ = 310 MJ/m^2 $\rightarrow$ $q_{f,d}$ = 272,8 MJ/m^2 $\rightarrow$ $t_{fi,\max}$ = = 9,8 min < $t_{fi,\mathrm{lim}}$ = 20 mm $\rightarrow$ pożar determinowany podażą paliwa.

Niezależnie od omówionych powyżej zmian R. Feasey i A. Buchanan [39] na podstawie własnych badań proponują zamianę wartości odniesienia dla b z 1160 [J/(m^{2}s^{0,5}K)] na 1900 [J/(m^{2}s^{0,5}K)]. Skutkuje to korektą formuły (2.32) ze względu na zmianę wartości Γ, która wynosi teraz $\Gamma = \sqrt{\dfrac{O}{b}\dfrac{1900}{0{,}04}}$. Poprawka te nie została, jak dotychczas wprowadzona do normy [227].

W ocenie autora warto również zwrócić uwagę na opracowane przez J. Zehfussa i D. Hossera [211] uogólnienie parametrycznego modelu pożaru, uwzględniające specyfikę jego rozwoju w wielokondygnacyjnych budynkach mieszkalnych i biurowych.



Rys. 2.7. Przebieg modelowego pożaru parametrycznego w pomieszczeniu mieszkalnym przy różnych parametrach wentylacji strefy pożarowej (według propozycji [227])



Rys. 2.8. Zależność przebiegu modelowego pożaru parametrycznego od sposobu eksploatacji pomieszczenia przy ustalonych warunkach wentylacji strefy pożarowej

Formuły specyfikujące parametryczny model pożaru znalazły szerokie potwierdzenie doświadczalne. Przykładem badań eksperymentalnych, wykonywanych w pełnej skali, są testy przeprowadzone w Wielkiej Brytanii [97]. Ocena stopnia wierności odwzorowania przebiegu realnego pożaru zagrażającego konstrukcji za pomocą odpowiedniej krzywej modelowej może być dokonywana różnymi metodami analitycznymi. W szczególności preferowane są w tej dziedzinie techniki analizy funkcjonalnej [157].

2.6. POŻAR REALNY A STANDARDOWY MODEL POŻARU

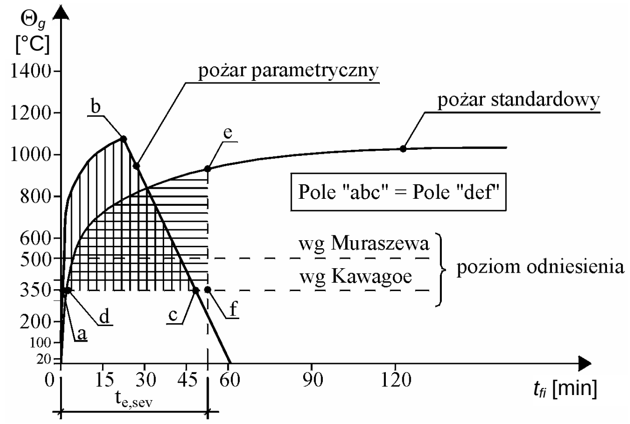
2.6.1. IDEA RÓWNOWAŻNEJ MOCY POŻARU

Odporność ogniowa elementu konstrukcyjnego ustalana zgodnie ze standardowym modelem pożaru może być odnoszona do bardziej ogólnej *trwałości pożarowej*. Wymaga to określenia jednoznacznych i odpowiednio uzasadnionych *warunków równoważności* tych wielkości. Dodatkowym argumentem za ich wyspecyfikowaniem jest umożliwienie wykorzystania wyników uzyskanych w badaniach laboratoryjnych, przeprowadzanych w znormalizowanych warunkach nagrzewania, do kalibracji odmiennych ze swej natury charakterystyk realnych pożarów. Zagadnieniom tym poświęcił autor pracę [121] oraz część pracy [123].

Przyjmuje się, że realny pożar jest równoważny odpowiedniemu modelowemu pożarowi standardowemu wtedy, gdy miarodajny efekt jego działania na konstrukcję jest taki sam jak analogiczny efekt będący skutkiem działania porównywanego z nim pożaru standardowego. Jeśli jednak miarodajny efekt działania realnego pożaru określony jest dla czasu $t_{fi,*}$, to taki sam efekt modelowy pożar standardowy spowoduje po czasie t_e, różnym od $t_{fi,*}$. Czas t_e nazywa się **równoważnym czasem ekspozycji pożarowej** (***equivalent time of fire exposure***). Jest to zatem taki czas trwania modelowego pożaru standardowego, po którego upływie efekty działania tego pożaru będą takie same jakie byłyby analogiczne efekty do realnego pożaru.

Zgodnie z postulatem S.H. Ingberga z 1928 roku, w opracowaniu [101] (zdaniem autora niesłusznie) wiązanym z Muraszewem, porównywać należy **moc** (**intensywność**) **pożaru** (***fire severity***) – stąd nazwa metody **fire severity equivalence** (***równoważność mocy pożaru***). Jak wynika z wcześniejszych rozważań jest to powierzchnia ograniczona przez krzywą $\Theta_g - t_{fi}$ i oś czasu. Tutaj jednak pod uwagę bierze się jedynie część mocy całkowitej, indukowaną przez pożar o temperaturze powyżej $\Theta_g = 500$ [°C]. K. Kawagoe obniża tę granicę do 350 [°C]. Taki miarodajny poziom temperatury gazów spalinowych odcina na krzywej pożaru (opisanego na przykład za pomocą parametrycznego modelu pożaru) pole *abc* (rys. 2.9). Odłożenie pola *def* o tej samej powierzchni, ograniczonego przez krzywą definiującą standardowy model pożaru, daje poszukiwaną wartość czasu t_e. Ponieważ parametrem porównawczym była moc pożaru, w dalszych rozważaniach przyjmiemy oznaczenie $t_e = t_{e,\,sev}$.

M. Kosiorek [86] zawęża definicję $t_e = t_{e,\,sev}$, jednoznacznie wiążąc ją ze znormalizowaną laboratoryjną próbą ogniową. Przyjmuje bowiem, że *jest to taki czas ogrzewania w normowym badaniu odporności ogniowej, który daje taki sam efekt na konstrukcję, w aspekcie jej zniszczenia, jak pełny przebieg pożaru rzeczywistego*. Zdaniem autora niniejszej monografii wyrażenie *pełny przebieg* musi budzić tutaj istotne wątpliwości.



Rys. 2.9. Idea równoważnej mocy pożaru (*equivalent fire severity*)

Podejście określające równoważny czas ekspozycji pożarowej t_e metodą porównywania mocy pożarów ma obecnie, z uwagi na słabe uzasadnienie teoretyczne, raczej historyczne znaczenie. Idea ta jest obszernie dyskutowana na przykład w pracy [64], ale w odniesieniu do konstrukcji betonowych.

2.6.2. RÓWNOWAŻNE MINIMUM NOŚNOŚCI ELEMENTU

Lepsze uzasadnienie teoretyczne ma koncepcja wiążąca równoważny czas ekspozycji pożarowej t_e z taką chwilą modelowego pożaru standardowego, która **odpowiada maksymalnej temperaturze elementu** $\Theta_a = \Theta_{a,\,\max}$ **w realnym pożarze**. Zachodzi zatem $\Theta_{a,\,\max} = \max\Theta_a(t_{fi}) = \Theta_a(t_{fi,*})$. Zauważmy, że moment $t_{fi} = t_{fi,*}$ określa równocześnie jego **minimalną nośność** $R_{fi,\,d,\,t}(t_{fi,*}) = \min R_{fi,\,d,\,t}(t_{fi})$ (rys. 2.10). Następujące po tej chwili stygnięcie elementu oznacza bowiem powtórny wzrost analizowanej nośności. Taki sposób postępowania zaleca zarówno norma brytyjska BS 5950 [220] (komentowana w [94]), jak i niemiecka DIN 18230 [222]. W dalszej analizie czas t_e odniesiony do minimum nośności elementu oznaczany będzie przez autora symbolem $t_e = t_{e,\,res}$. Oczywiście na ogół $t_{e,\,sev} \neq t_{e,\,res}$. Poza tym wartość $t_{e,\,sev}$ określa się na podstawie standardowej krzywej $\Theta_g - t_{fi}$ (2.15), podczas gdy do znalezienia wartości $t_{e,\,res}$ konieczne jest skonstruowanie skojarzonej z nią krzywej $\Theta_a - t_{fi}$ (rozdział 3).

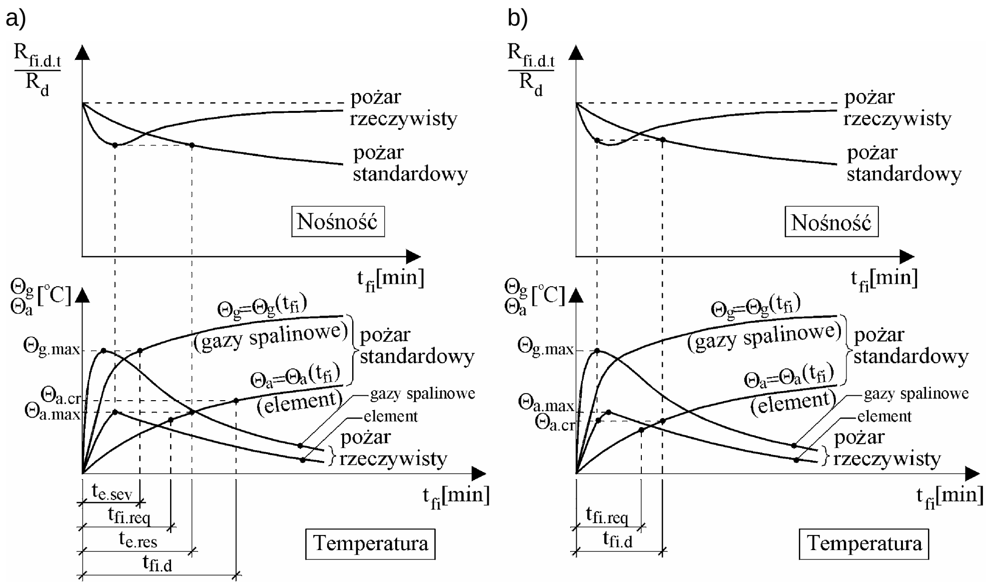
Precyzyjne wyznaczenie czasu $t_{fi,*}$ nie jest łatwe. Na skutek bezwładności cieplnej stali maksymalna temperatura elementu osiągana jest nieco później niż maksymalna temperatura spalin $\Theta_{g,\,\max} = \max\Theta_g(t_{fi})$. W pracach [121] i [123] autor dopuszcza jednak bezpieczne uproszczenie, zgodnie z którym przyjmuje się, że temperatury $\Theta_{a,\,\max}$ i $\Theta_{g,\,\max}$ osiągane są równocześnie. Czas odpowiadający temperaturze $\Theta_{g,\,\max}$, a zatem i $\Theta_{a,\,\max}$, można wtedy oszacować bezpośrednio z formuły (2.36).

Warunkiem wykorzystania tak ustalonej wartości $t_e = t_{e,\,res}$ do analizy bezpieczeństwa pożarowego jest jej odniesienie do odporności ogniowej badanego elementu $t_{fi,\,d}$ [121, 123]. Odporność ta jest w sposób jednoznaczny powiązana z temperaturą krytyczną $\Theta_{a,\,cr}$, ponieważ $t_{fi,\,d} = t_{fi}(\Theta_{a,\,cr})$. Załóżmy, że $\Theta_{a,\,\max} < \Theta_{a,\,cr}$ (rys. 2.10a). Czas $t_e = t_{e,\,res}$ można zatem zdefiniować jako czas modelowego pożaru standardowego, po upływie którego temperatura elementu będzie taka sama jak temperatura $\Theta_{a,\,\max}$ związana z realnym pożarem. Ponieważ w tym przypadku $t_{e,\,res} \le t_{fi,\,d}$, więc element przetrwa nie tylko przez wymagany czas $t_{fi,\,req}$, ale przez cały czas trwania pożaru, i to bez żadnej akcji gaśniczej. Stan graniczny nośności ogniowej może jednak w warunkach realnego pożaru zostać osiągnięty znacznie wcześniej. Jeśli $\Theta_{a,\,cr} < \Theta_{a,\,\max}$ (rys. 2.10b), to równocześnie czas $t_{e,\,res}$ należy wiązać z temperaturą $\Theta_{a,\,cr}$ a nie $\Theta_{a,\,\max}$. Odniesiony do modelowego pożaru standardowego wyznacza teraz czas $t_{e,\,res} = t_{fi,\,d}$, z którym porównuje się wymaganą odporność $t_{fi,\,req}$. Implikuje to istotne ograniczenie:

$$t_e = t_{e,\,res} \le t_{fi,\,d} \tag{2.41}$$

Warunek ten został jednak wprowadzony dopiero do ostatniej wersji normy [227].

Warunek (2.41) może stanowić podstawę do doboru przez projektanta parametrów izolacji chroniącej dany element przed ogniem. Zauważmy, że jest on niezależny od warunku $t_{fi,\,d} \ge t_{fi,\,req}$ (rozdział 1). Na rysunku 2.10a zaznaczono nawet, że $t_{e,\,res} > t_{fi,\,req}$, co przy spełnieniu (2.41) nie jest niebezpieczne.



Rys. 2.10. Związek pomiędzy równoważnym czasem ekspozycji pożarowej t_e a temperaturą krytyczną $\Theta_{a,\,cr}$ w przypadku: a) $\Theta_{a,\,\max} < \Theta_{a,\,cr}$, b) $\Theta_{a,\,cr} < \Theta_{a,\,\max}$

2.6.3. PODEJŚCIE NORMOWE

Norma [250] zaleca, aby równoważny czas ekspozycji pożarowej, oznaczany symbolem $t_e = t_{e,d}$, wyznaczać na podstawie bezpośredniej formuły empirycznej:

$$t_{e,d} = \left(q_{f,d} k_b w_f\right) k_c \quad \text{lub} \quad t_{e,d} = \left(q_{t,d} k_b w_t\right) k_c \tag{2.42}$$

Zależności te są równoważne, gdyż $q_{t,d} = q_{f,d}\, A_f / A_t$ oraz $w_t = w_f\, A_t / A_f$, przy czym $q_{f,d}$ i $q_{t,d}$ jest *obliczeniową gęstością obciążenia ogniowego*, odniesioną odpowiednio do powierzchni podłogi A_f lub całkowitej powierzchni przegród A_t strefy pożarowej (rozdział 2.2). Wielkość w_f (jak również odpowiadający mu w_t) jest bezwymiarowym *współczynnikiem wentylacji strefy pożarowej* kwantyfikującym warunki dostępu powietrza, takim że:

$$w_f = \left(\frac{6{,}0}{h}\right)^{0{,}3} \left[0{,}62 + \frac{90\left(0{,}4 - \alpha_v\right)^4}{1 + b_v \alpha_h}\right] \geq 0{,}5 \tag{2.43}$$

gdzie: $b_v = 12{,}5(1 + 10\alpha_v - \alpha_v^2) \geq 10{,}0$, $\alpha_h = A_h / A_f$, $\alpha_v = A_v / A_f$ (przy czym $0{,}025 \leq \alpha_v \leq 0{,}25$), A_v [m^2] jest powierzchnią pionowych (w ścianach), natomiast A_h [m^2] powierzchnią poziomych (w stropach) otworów w przegrodach strefy pożarowej, h [m] – wysokością strefy pożarowej. Dla małych stref pożarowych ($A_f < 100$ m^2), bez poziomych otworów w stropach, można przyjmować:

$$w_f = \frac{A_f}{A_t \sqrt{O}} \tag{2.44}$$

gdzie O jest współczynnikiem otworów wyznaczanym zgodnie ze wzorem (2.11).

Współczynnik korekcyjny k_c zależy od rodzaju materiału, z którego wykonany jest analizowany element konstrukcji. Przyjmuje się, że $k_c = 1{,}0$ dla elementów stalowych chronionych izolacją termiczną i $k_c = 13{,}7O$ w przypadku elementów stalowych bez izolacji. Wartości *współczynnika konwersji* k_b [(min · m^2)/MJ] zależą od parametrów cieplnych przegrody otaczającej strefę pożarową, w szczególności $b = \sqrt{\rho c \lambda}$ [J/(m^{2}s^{0,5}K)] (oznaczenia zgodne ze wzorem (2.32)), przy czym:
- jeśli $b > 2500$, to $k_b = 0{,}04$,
- jeśli $720 \leq b \leq 2500$, to $k_b = 0{,}055$,
- jeśli $b < 720$, to $k_b = 0{,}07$.

Ustalenie czasu $t_{e,d}$ pozwala na sprawdzenie warunku bezpieczeństwa (skorygowany warunek (2.41)):

$$t_{e,d} \leq t_{fi,d} \tag{2.45}$$

Współczynnik korekcyjny k_c został wprowadzony dopiero do normy [227] (w wersji z 2002 roku). Poza tym zręby przedstawionego podejścia zawiera już prenorma [232].

Empiryczne formuły wyspecyfikowane w normie [250] są wypadkową kilkudziesięciu lat badań i analiz. Już w 1963 roku K. Kawagoe postulował stosowanie zależności:

$$t_e = k_2 q_f \left(\frac{A_t}{A_v \sqrt{h_v}} \right)^{0,23} = k_2 q_f O^{-0,23} = k_2 q_f w \tag{2.46}$$

w której k_2 jest współczynnikiem proporcjonalności analogicznym do k_b. Dalsze udoskonalanie wzoru (2.46) wiązało się już jedynie z korektą współczynnika wentylacji w. W szczególności należy tu wymienić stosunkowo szeroko rozpowszechnioną formułę O. Petterssona z 1973 roku, powszechnie znaną z publikacji komitetu CIB W14:

$$t_e = k_c q_f w = k_c q_f \frac{A_f}{\left(A_v \sqrt{h_v} A_t \right)^{0,5}} \tag{2.47}$$

przy czym oznaczenie k_c jest równoważne oznaczeniu k_b we wzorze (2.42). Inną tego typu zależnością jest formuła M. Law, opracowana również w 1973 roku na podstawie badań pożarów w pomieszczeniach, przeprowadzonych w małej skali przez P.H. Thomasa i A.J.M. Heseldena (1972). Ma ona postać:

$$t_e = q_f w = \frac{q_f A_f}{H_c \sqrt{A_v \left(A_t - A_v \right)}} \tag{2.48}$$

gdzie H_c [MJ/kg] oznacza ciepło właściwe paliwa zgromadzonego w strefie pożarowej. Zarówno wzór (2.47), jak i (2.48), stosuje się dla stref pożarowych z otworami zlokalizowanymi jedynie w ścianach pionowych (bez dodatkowych otworów w stropach).

2.7. POŻAR OBLICZENIOWY

Wpływ pożaru na element ustroju musi być rozważany w interakcji z przyłożonymi do niego w tym samym czasie obciążeniami zewnętrznymi. Oznacza to konieczność harmonizacji matematycznego opisu wszelkich oddziaływań indukowanych termicznie z wymogami **metody stanów granicznych** stosowanej w analizie konstrukcji budowlanych. Szczególnie istotne jest w tym zakresie wyspecyfikowanie jednoznacznych **miar bezpieczeństwa** zapisanych w konwencji odpowiednio wykalibrowanych **współczynników częściowych**. Zgodnie z Dyrektywą [224] projektant zobowiązany jest bowiem na wypadek rozgorzenia pożaru nie tylko do zapewnienia odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa zarówno użytkownikom budowli, jak i walczącym z żywiołem ekipom ratowniczym, ale także do utrzymania akceptowalnie niskiego ryzyka utraty mienia, zniszczenia cennych wartości kulturowych itp.

Prace nad tymi zagadnieniami prowadzone są głównie w ramach komitetów ISO TC 92/ SC 4, CEN TC 250 i CIB W14. Doprowadziły one do wypracowania jednolitego podejścia zwanego **NFSC – Natural Fire Safety Concept** (inną powszechnie stosowaną nazwą jest **GFSC – Global Fire Safety Concept**) i jego aplikacji do norm projektowania, w szczególności do przepisów [227]. Duże zasługi na tym polu położyli J.-B. Schleich [168], [169] i J. Kruppa [92]. Tematyka ta została również podjęta przez autora niniejszego opracowania [112].

Tabela 2.4

Wartości współczynnika δ_{q1} według [227] i [250]

A_f [m^2]	δ_{q1}
25	1,10
250	1,50
2500	1,90
5000	2,00
10 000	2,13

Tabela 2.5

Wartości współczynnika δ_{q2} według [227] i [250]

Przykłady użytkowania	δ_{q2}
Galerie sztuki, muzea, baseny	0,78
Biura, mieszkania, hotele, zakłady papiernicze	1,00
Zakłady produkujące maszyny, silniki itp.	1,22
Laboratoria chemiczne, pracownie malarskie itp.	1,44
Zakłady produkujące farby, fajerwerki itp.	1,66

W normie [227] różne stopnie potencjalnego ryzyka wybuchu pożaru, a także warunki prowadzenia akcji gaśniczej, uwzględnia się przez wprowadzenie *wartości obliczeniowej gęstości obciążenia ogniowego* $q_{f,d}$ [MJ/m^2]:

$$q_{f,d} = q_{f,k} m \delta_{q1} \delta_{q2} \delta_n \tag{2.49}$$

gdzie $q_{f,k}$ [MJ/m^2] jest wartością charakterystyczną gęstości obciążenia ogniowego, m współczynnikiem spalania (*combustion factor* – porównaj χ_i w (2.3)) – dla idealnych warunków spalania w laboratoryjnej próbie kalorymetrycznej m = 1,0, dla typowych warunków pożaru przy spalaniu materiałów zbudowanych głównie z celulozy (drewno, papier itp.) m = 0,8, δ_{q1} i δ_{q2} są częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa kwantyfikującymi różne ryzyka rozgorzenia pożaru (δ_{q1} zależy od powierzchni strefy pożarowej A_f [m^2], δ_{q2} od sposobu użytkowania zagrożonego pożarem pomieszczenia), δ_n jest analogicznym współczynnikiem bezpieczeństwa uwzględniającym zastosowane środki czynnej ochrony przeciwpożarowej oraz warunki prowadzenia w nim akcji gaśniczej. Szczegółowe wartości współczynników δ_{q1}, δ_{q2} zebrano w tabelach 2.4 i 2.5. Współczynnikom składającym się na wartość $\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$ przypisano w [227] następującą interpretację:

- δ_{n1} = 0,61 – zainstalowane są automatyczne systemy gaśnicze (tryskacze),
- δ_{n2} – zależy od dostępności niezależnych źródeł wody do gaszenia pożaru (odpowiednio: $\delta_{n2(0)}$ = 1,0 – brak dostępnych źródeł, $\delta_{n2(1)}$ = 0,87 – dostępne jedno źródło, $\delta_{n2(2)}$ = 0,70 – dostępne dwa źródła),
- δ_{n3} = 0,87 lub δ_{n3} = 0,73 – zainstalowane są automatyczne systemy wykrywania temperatury pożarowej (brak precyzyjnego rozróżnienia pomiędzy proponowanymi wartościami δ_{n3} wydaje się, zdaniem autora, istotnym niedopowiedzeniem normy [227], a zarazem i [250], prawdopodobnie wartość mniejsza dotyczy równoczesnego wystąpienia δ_{n3} i δ_{n4}),
- δ_{n4} = 0,87 lub δ_{n4} = 0,73 – zainstalowane są automatyczne systemy wykrywania dymu (uwaga autora identyczna jak w przypadku wartości δ_{n3}),
- δ_{n5} = 0,87 – zainstalowany jest automatyczny sygnał alarmowy w siedzibie straży pożarnej,
- δ_{n6} = 0,61 lub δ_{n6} = 0,78 – budynek zabezpiecza zakładowa straż pożarna (uwaga analogiczna jak w przypadku δ_{n3}),
- δ_{n7} = 0,61 lub δ_{n7} = 0,78 – straż pożarna ma siedzibę na miejscu pożaru (uwaga analogiczna jak w przypadku δ_{n3}),
- δ_{n8} – zabezpieczone są drogi dojazdowe dla ekip ratowniczych, δ_{n8} = 0,9 – jeśli zabezpieczenie jest ponadnormatywne, δ_{n8} = 1,0 – jeśli zabezpieczenie jest zgodne z normalnymi wymaganiami straży pożarnej, δ_{n8} = 1,5 – jeśli w ogóle brak takiego zabezpieczenia,
- δ_{n9} – dostępny jest odpowiedni sprzęt do walki z pożarem, δ_{n9} = 1,0 – jeśli znajduje się na miejscu pożaru, δ_{n9} = 1,5 – jeśli go brak,
- δ_{n10} – zainstalowany jest system oddymiania klatek schodowych, δ_{n10} = 1,0 – jeśli jest zainstalowany, δ_{n10} = 1,5 – jeśli klatki schodowe po rozgorzeniu pożaru nie są oddymiane.

Wartość charakterystyczną $q_{f,k}$ w przypadku analizy konkretnej strefy pożarowej, dla której rodzaj, ilość i rozmieszczenie nagromadzonych w niej materiałów palnych mogą być w sposób jednoznaczny ustalone, wyznacza się bezpośrednio z normy [244]. Jest to jednak na ogół postępowanie żmudne. Poza tym należy brać pod uwagę możliwość zmiany sposobu użytkowania badanego pomieszczenia w przyszłości. Z tego względu użytecznym podejściem wydaje się wykorzystanie w tym zakresie rezultatów statystycznej analizy danych zebranych z eksploatowanych już budynków. W celu zapewnienia reprezentatywności próby, globalną populację uzyskanych wyników rozdzielono na niezależne subpopulacje, charakteryzowane przez strefy pożarowe o odpowiednim typie użytkowania (tab. 2.6). Analiza dostępnych danych pozwoliła na przypisanie losowej gęstości obciążenia ogniowego q_f rozkładu prawdopodobieństwa *Gumbela* o parametrach $G(\tilde{q}_f, \upsilon_q)$ – przy czym $\tilde{q}_f$ jest *wartością modalną* (w opracowaniu [92] nazbyt ogólnie definiowaną jako *wartość średnia*), natomiast υ_q gumbelowskim współczynnikiem zmienności, oszacowanym na poziomie $\upsilon_q = 0{,}30$. Wielkość $u_q = \tilde{q}_f \upsilon_q$ jest zatem równoważna gumbelowskiemu odchyleniu standardowemu. W przepisach [227] postuluje się, aby uzasadniona statystycznie wartość charakterystyczna $q_{f,k}$ wyznaczana była jako kwantyl rozkładu zmiennej losowej ustalony na stosunkowo niskim poziomie 80%. Na tej podstawie otrzymano wartości $\tilde{q}_f$ oraz $q_{f,k}$ zebrane w tabeli 2.6. Dodatkowo pokazano w niej inne wartości $q_{f,k}$, definiowane jako kwantyle rozkładu prawdopodobieństwa na poziomie 90% i 95%, które dopuszcza do stosowania autor opracowania [92].

Warto zwrócić uwagę, że podane w tab. 2.6 wartości $q_{f,k}$ różnią się znacznie od analogicznych wartości postulowanych jeszcze w normie ENV 1991-2-2 [232]. Dla poszczególnych rodzajów użytkowników wyspecyfikowano tam bowiem pięć klas obciążenia ogniowego (*fire load classification of occupancies*), w szczególności: dla klasy I – $q_{f,k} = 250$ [MJ/m^2], dla klasy II – $q_{f,k} = 500$ [MJ/m^2], dla klasy III – $q_{f,k} = 1000$ [MJ/m^2], dla klasy IV – $q_{f,k} = 1500$ [MJ/m^2] i dla klasy V – $q_{f,k} = 2000$ [MJ/m^2], uzależniając przypisanie różnego typu stref pożarowych do poszczególnych klas od decyzji Narodowych Komitetów Normalizacyjnych. Przykładowo brytyjski Narodowy Dokument Aplikacyjny [238], odpowiednio do powyższych zaleceń, ustalał następujące wartości $q_{f,k}$:

- $q_{f,k} = 500$ [MJ/m^2] – w przypadku mieszkań, biur, instytucji, wielokondygnacyjnych naziemnych parkingów samochodowych itp.
- $q_{f,k} = 750$ [MJ/m^2] – w przypadku sklepów, pomieszczeń przeznaczonych do dużych zgromadzeń ludzi (hale widowiskowe, teatry, kina itp.), pomieszczeń sportowo-rekreacyjnych itp.
- $q_{f,k} = 1000$ [MJ/m^2] – w przypadku hal magazynowych, budowli przemysłowych itp.

Inną specyfikację wartości charakterystycznych $q_{f,k}$, interpretowanych także jak kwantyl rozkładu *Gumbela* na poziomie 80%, podawano wcześniej w rekomendacjach ECCS [225] (tab. 2.7).

Tabela 2.6

Wartości $\tilde{q}_f$, u_q i $q_{f,k}$ zalecane do stosowania w analizie bezpieczeństwa pożarowego

Rodzaj pomieszczenia	$\tilde{q}_f$ [MJ/m^2]	u_q [MJ/m^2]	$q_{f,k}$ [MJ/m^2] jako kwantyl		
			80% [227, 250]	90%	95%
Mieszkania	780	234	948	1085	1217
Szpitale	230	69	280	320	359
Pokoje hotelowe	310	93	377	431	484
Biblioteki	1500	450	1824	2087	2340
Biura	420	126	511	584	655
Szkoły	285	85,5	347	397	445
Sklepy	600	180	730	835	936
Teatry, kina	300	90	365	417	468
Dworce autobusowe, kolejowe itp.	100	100	122	139	156

Tabela 2.7

Wartości $q_{f,k}$ według [225]

Rodzaj pomieszczenia		$q_{f,k}$ [MJ/m^2]
Mieszkania	sypialnie	630
	pokoje gościnne	510
Biura	pomieszczenia techniczne	720
	administracja	640
Szkoły	podstawowe (*junior level*)	370
	średnie (*middle level*)	400
	wyższe (*senior level*)	260
Szpitale	sale z chorymi	80
Hotele	pokoje hotelowe	420

Formuła (2.49) nie jest jedynym oszacowaniem wartości $q_{f,d}$. Przedstawione powyżej częściowe współczynniki bezpieczeństwa trzeba traktować jako uzgodniona na obecnym etapie badań wypadkowa wielu wcześniejszych prób ich kalibracji, podlegająca jednak nadal ciągłym modyfikacjom. Zauważmy, że jeszcze w normie [232] obowiązywała zależność:

$$q_{f,d} = \gamma_q \gamma_n q_{f,k} \tag{2.50}$$

w której współczynnik γ_q uwzględniał ryzyko wybuchu pożaru i jego konsekwencje, natomiast współczynnik γ_n kwantyfikował wpływ na ogólny poziom bezpieczeństwa zastosowanych środków czynnej ochrony przeciwpożarowej. W takim ujęciu można je skojarzyć odpowiednio ze współczynnikiem konsekwencji zniszczenia i współczynnikiem warunków pracy w sensie metody stanów granicznych.

W pewnym sensie zarówno w zależności (2.50), jak i tym bardziej w (2.49), pełnią one jednak łącznie funkcję częściowego współczynnika obciążenia. Wartości współczynników γ_q i γ_n pozostawiono do uzgodnienia Narodowym Komitetom Normalizacyjnym. Próbę ich oszacowania podjęto jednak w zasadzie jedynie w Wielkiej Brytanii [238], Belgii [215] i Szwajcarii [258]. W szczególności dokument brytyjski [238] zaleca w tym względzie posługiwanie się wartościami zebranymi w tabelach od 2.8 do 2.10, przy czym współczynnik γ_q został rozdzielony na dwa współczynniki cząstkowe, γ_{q1} zależny od konsekwencji zniszczenia i γ_{q2} uwarunkowany ryzykiem awarii konstrukcji w pożarze, który rozgorzał, takie że $\gamma_q = \gamma_{q1}\,\gamma_{q2}$.

Tabela 2.8

Współczynniki γ_{q1} według [238]

Przeznaczenie budynku	Wysokość budynku [m]			
	≤ 5	≤ 20	≤ 30	> 30
		lub głębokość najniższej podłogi kondygnacji podziemnej		
		≤10	>10	
Mieszkania, biura, szpitale, szkoły, hotele	0,8	1,1	1,6	2,2
Kina, teatry, sklepy, hale sportowe	0,8	0,8	1,1	2,2
Zakłady przemysłowe	0,6	0,8	1,1	2,2
Parkingi w budynkach	0,4	0,8	1,1	1,6

Tabela 2.9

Współczynniki γ_{q2} według [238]

Rodzaj pomieszczenia	γ_{q2}
Mieszkania, biura, szpitale, szkoły, hotele	1,2
Kina, teatry, sklepy, hale sportowe, zakłady przemysłowe	0,8
Parkingi w budynkach	0,4

Tabela 2.10

Wartości współczynnika γ_n według [238]

Środki aktywnej ochrony przeciwpożarowej	$\gamma_q \leq 1,6$	$\gamma_q > 1,6$
Zainstalowane tryskacze	0,60	0,75
Inne środki ochrony (lub ich brak)	1,00	1,00

Inny sposób określania współczynnika γ_q został zaproponowany przez J.-B. Schleicha [168]. W tym ujęciu uzależniono go od wielkości strefy pożarowej i ilości kondygnacji w analizowanym budynku (γ_{q1}) oraz ryzyka zaprószenia ognia (γ_{q2}), przy czym, analogicznie jak poprzednio $\gamma_q = \gamma_{q1}\gamma_{q2}$. Współczynniki γ_{q1} wyznacza się tu na podstawie tab. 2.11, wartości γ_{q2} natomiast podano w tabeli 2.12. Struktura tabeli 2.12 proponowanej w [168] sugeruje, że była ona pierwowzorem dla zamieszczonej w normach [227] i [250] tabeli 2.5, grupującej współczynniki δ_{q2} stosowane w zależności (2.49).

Tabela 2.11

Współczynniki γ_{q1} według [168]

A_f [m^2]	γ_{q1} dla budynku o k kondygnacjach			
	$k = 1$	$k = 2$	$2 \le k \le 10$	$k > 10$
$A_f \le 2500$	1,00	1,25	1,50	2,00
$2500 < A_f \le 5000$	1,05	1,40	1,75	2,50
$5000 < A_f \le 10\,000$	1,10	1,50	–	–
$10\,000 < A_f \le 20\,000$	1,20	1,60	–	–

Tabela 2.12

Współczynniki γ_{q2} według [168]

Ryzyko zaprószenia ognia	γ_{q2}
Małe (np. galerie, muzea)	0,85
Normalne (np. mieszkania, hotele, zakłady papiernicze)	1,00
Podwyższone (np. zakłady produkujące maszyny, silniki itp.)	1,20
Wysokie (np. laboratoria chemiczne, pracownie malarskie)	1,45
Bardzo wysokie (np. wytwórnie fajerwerków, farb itp.)	1,80

Interpretacja współczynników γ_n rozważanych w zależności (2.50) może jednak nie różnić się od tej, którą opracowano dla współczynników δ_n z formuły (2.49). Jeśli przyjąć, że dla każdego i zachodzi $\gamma_{ni} = \delta_{ni}$, to da się porównać propozycje wynikające z normy [227] z wcześniejszymi tego typu ustaleniami zaprezentowanymi w tab. 2.13. Zauważmy, że współczynnik δ_{n10} został wprowadzony dopiero do aktualnej wersji normy [227] (z 2002 roku). Przyjęcie $\gamma_{ni} = 1{,}0$ dla $i = 1, 2, ..., 5$ oznacza, że dany środek bezpieczeństwa nie istnieje lub jego działanie jest niewystarczające. Wartości większe od 1 dla $i = 8$ lub 9 oznaczają, że odpowiedni element ochrony jest nie tylko niedostateczny, ale nawet, bez zmiany aktualnego stanu rzeczy, szkodliwy.

W opracowaniu [168] J.-B. Schleich zaproponował także stosunkowo nowatorską koncepcję definiowania wymaganej dla danego elementu odporności ogniowej $t_{fi,\,req}$. W typowym ujęciu normowym zależy ona od przypisanej do danej konstrukcji klasy odporności pożarowej (OP), a więc pośrednio jest uwarunkowana prawnie, co czyni ją w zasadzie zależną od różnych czynników decyzyjnych. Nowe podejście również uzależnia ją od charakterystyki budynku i rodzaju jego użytkowników, ale czyni to w sposób zobiektywizowany. Trzeba jednak przyznać, że zaprezentowana w omawianym opracowaniu metodyka postępowania nie jest jeszcze dostatecznie dobrze zweryfikowana, a determinujące ją czynniki również mają charakter uznaniowy. Z tego względu, jak dotychczas, nie znalazła szerszego zastosowania. Przyjmując, że minimalna wymagana odporność ogniowa $t_{fi,req}^{\min}$ wynosi 15 minut, wyznacza się:

$$t_{fi,req} = \gamma_{s1}\gamma_{s2}t_{fi,req}^{\min} \tag{2.51}$$

gdzie wielkości γ_s są częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa, w szczególności γ_{s1} jest współczynnikiem warunków pracy, γ_{s2} natomiast współczynnikiem konsekwencji zniszczenia.

Współczynnik γ_{s1} wyznacza się z formuły empirycznej:

$$\gamma_{s1} = \xi\left[\left(\frac{n}{10}\right)^2 + 1\right]\left\{0{,}8 + 3{,}2\cdot 10^{-8}\cdot\left[\frac{N(L+B)}{m^2}\right]^2\right\} \tag{2.52}$$

gdzie:

- n – jest numerem kondygnacji zawierającej element konstrukcji, dla którego wyznaczana jest wymagana odporność ogniowa (n = 0 dla parteru, n = 1,0 dla pierwszego piętra, n = –1,0 dla pierwszej kondygnacji pod ziemią). Należy uściślić, że numer kondygnacji utożsamiany jest z numerem podłogi, tak więc składa się ona zawsze z podłogi i ścian, elementy zaś stropu traktuje się jako elementy podłogi kondygnacji wyższej,
- L, B – są odpowiednio długością i szerokością strefy pożarowej ($A_f = LB$) [m],
- N – jest liczbą ludzi, których należy ewakuować ze strefy pożarowej,
- m – jest liczbą dostępnych dróg ewakuacji,
- ξ – jest współczynnikiem mobilności użytkowników budynku (w sensie ich zdolności do ewentualnej ewakuacji – *mobility of occupants*).

Wartości współczynnika ξ zebrano w tab. 2.14. Należy je podwyższyć o 2, jeżeli:
- nie ma rozgraniczenia stref ogniowych pomiędzy piętrami,
- nie ma planu ewakuacji,
- istnieje ryzyko paniki.

Współczynnik γ_{s2} określa konsekwencję zniszczenia elementu konstrukcji dla elementów z nim sąsiadujących. Zależy od powierzchni strefy pożarowej i liczby kondygnacji budynku. W interpretacji J.-B. Schleicha $\gamma_{s2} = \gamma_{q1}$, przy czym wartości γ_{q1} dobiera się na podstawie tab. 2.11.

W opinii autora niniejszego opracowania dublowanie miar bezpieczeństwa przy wyznaczaniu wartości $t_{fi,\,req}$ nie znajduje uzasadnienia, a nawet zaciemnia analizę. Celowe wydaje się raczej skupienie wszystkich efektów różnego rodzaju losowości i niejednorodności w odpowiednim zdefiniowaniu wartości obliczeniowej gęstości obciążenia ogniowego $q_{f,\,d}$, tak jak to zalecają przepisy norm [227] i [250]. Łączny wpływ różnorodnych czynników determinujących bezpieczeństwo ujmuje wtedy ujednolicona i zharmonizowana z wymogami metody stanów granicznych miara mająca interpretację współczynnika obciążenia. Należy jednak docenić ideę przewodnią zaproponowanej metodyki, czyli próbę zobiektywizowania procesu definiowania akceptowalnych przez użytkownika konstrukcji warunków gwarantujących postulowany poziom bezpieczeństwa.

Tabela 2.13

Wartości γ_{ni} według [168, 215, 222, 232 i 258]

<table>
<tr><th>Współczynnik cząstkowy</th><th>SIA 81 [258]</th><th>ANPI [215]</th><th>DIN 18230-1 [222]</th><th>ENV 1991-2-2 [232]</th><th>J.-B. Schleich [168]</th></tr>
<tr><td>γ_{n1}</td><td>0,50</td><td>0,58</td><td>0,60</td><td>0,60</td><td>0,60</td></tr>
<tr><td>$\gamma_{n(0)}$</td><td>–</td><td>1,00</td><td>–</td><td>–</td><td>1,00</td></tr>
<tr><td>$\gamma_{n2(1)}$</td><td>–</td><td>0,86</td><td>–</td><td>–</td><td>0,90</td></tr>
<tr><td>$\gamma_{n2(2)}$</td><td>–</td><td>0,65</td><td>–</td><td>–</td><td>0,70</td></tr>
<tr><td>γ_{n3}</td><td>0,83</td><td>0,82</td><td rowspan="2">0,90 (rozważane łącznie)</td><td>–</td><td>0,90</td></tr>
<tr><td>γ_{n4}</td><td>0,69</td><td>0,68</td><td>–</td><td>0,80</td></tr>
<tr><td>γ_{n5}</td><td>0,83</td><td>zawarty w γ_{n1}</td><td>–</td><td>–</td><td>0,80</td></tr>
<tr><td>γ_{n6}</td><td rowspan="2">0,67[1)] lub 0,63[1)]</td><td>0,50</td><td>0,60</td><td>–</td><td>0,60</td></tr>
<tr><td>γ_{n7}</td><td>0,68</td><td>–</td><td>–</td><td>0,70</td></tr>
<tr><td>γ_{n8}</td><td>–</td><td>–</td><td>–</td><td>–</td><td>1,00/1,50[2)]</td></tr>
<tr><td>γ_{n9}</td><td>1,00/1,39[2)]</td><td>1,00/1,36[2)]</td><td>–</td><td>–</td><td>1,00/1,50[2)]</td></tr>
<tr><td>$\gamma_n = \prod_{i=1}^{9} \gamma_{ni}$</td><td>0,15/0,49</td><td>0,07/0,48</td><td>0,32/0,54</td><td>0,60</td><td>0,10/0,54</td></tr>
</table>

[1)] należy wybrać jedną wartość, drugą natomiast obliczyć z warunku $\gamma_{n6}\gamma_{n7} = 0,53$,
[2)] wartości większe od 1,00 oznaczają niekorzystny wpływ na bezpieczeństwo.

Tabela 2.14

Wartości współczynnika mobilności użytkowników budynku ξ według [168]

Rodzaj ewakuowanych	ξ
Mobilni i niezależni (np. pracownicy)	1
Mobilni, ale zależni (np. uczniowie)	2
Mieszkańcy	3
Niemobilni (np. obłożnie chorzy)	8

3. TEMPERATURA ELEMENTÓW KONSTRUKCJI W WARUNKACH POŻARU

3.1. ELEMENTY BEZ IZOLACJI TERMICZNEJ

W rozdziale 2 pokazano, że wybór przyjętego do analizy modelu pożaru determinuje przebieg charakteryzującej go krzywej wzrostu temperatury gazów spalinowych Θ_g w ogarniętym przez ogień pomieszczeniu. Dla oceny możliwości przenoszenia w takich warunkach przez konstrukcję nośną przyłożonych do niej obciążeń podstawowe znaczenie ma jednak nie kształt funkcji $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$, ale w miarę precyzyjny opis zmian temperatury elementu stalowego $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$. Wartości temperatury Θ_g i Θ_a są w każdej chwili pożaru t_{fi} w sposób jednoznaczny powiązane. Zgodnie z prawem Fouriera gęstość przewodzonego przez badany element strumienia ciepła jest wprost proporcjonalna do gradientu temperatury, czyli:

$$\mathbf{q} = -\lambda_a \nabla\Theta_a = -\lambda_a \mathrm{grad}\Theta_a \tag{3.1}$$

gdzie $\mathbf{q}$ oznacza gęstość strumienia ciepła $\dot{Q}$, to jest wektor prostopadły do powierzchni izotermicznej, o polu elementarnym dA, skierowany zgodnie ze spadkiem temperatury (znak minus informuje, ze gęstość strumienia ciepła jest skierowana przeciwnie do gradientu temperatury), λ_a jest współczynnikiem przewodzenia ciepła (przewodnością cieplną) stali, natomiast ∇ operatorem gradientu ($\nabla\Theta_a = \mathrm{grad}\Theta_a = \left\{\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z}\right\}^{\mathrm{T}}$, przy czym x, y, z są współrzędnymi kartezjańskiego układu odniesienia). Strumień ciepła przewodzonego przez stal w kierunku osi x (analogicznie w kierunku osi y i z) zmienia się na długości elementarnej dx o:

$$q_x dydz - \left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x}dx\right)dydz = -\frac{\partial q_x}{\partial x}dV \tag{3.2}$$

Ponadto przy zmianie temperatury Θ_a, pod stałym ciśnieniem, energia (entalpia) elementarnej objętości dV stali zmienia się w czasie dt_{fi} o wartość:

$$\rho_a c_a \frac{\partial\Theta_a}{\partial t_{fi}} dV dt_{fi} \tag{3.3}$$

gdzie $\frac{\partial \Theta_a}{\partial t_{fi}} dt_{fi}$ jest odpowiednią zmianą temperatury, ρ_a i c_a gęstością i ciepłem właściwym stali. Ostatecznie bilans energii przybiera postać:

$$\rho_a c_a \frac{\partial \Theta_a}{\partial t_{fi}} dV dt_{fi} = -\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\lambda_a \frac{\partial \Theta_a}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda_a \frac{\partial \Theta_a}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\lambda_a \frac{\partial \Theta_a}{\partial z} \right) \right] dV dt_{fi} \tag{3.4}$$

Wyznaczanie temperatury $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$ na podstawie równania bilansowego (3.4) jest żmudne i wymaga obliczeń komputerowych (tak zwany *advanced calculation model*). Zależność ta stanowi bowiem jedynie ogólny związek pomiędzy poszczególnymi współrzędnymi lokalizującymi analizowany punkt elementu konstrukcyjnego w przestrzeni, jego temperaturą Θ_a i czasem t_{fi}. W celu uzyskania rozwiązania w konkretnych przypadkach należy ją uzupełnić dodatkowymi warunkami precyzującymi w czasie i przestrzeni geometrię badanego elementu, właściwości fizyczne zastosowanej stali, warunki graniczne (początkowe i brzegowe) itp. Wprowadzenie do tego typu rozważań można znaleźć na przykład w pracy [186].

Z uwagi na to, że stal jest materiałem dobrze przewodzącym ciepło, można przyjąć, że temperatura Θ_a w warunkach pożaru bardzo szybko dąży do wyrównania w całym analizowanym elemencie. Spostrzeżenie to stoi u podstaw tak zwanego modelu uproszczonego (*simple calculation model*), analizowanego w pracy [74]. Zakłada się w nim, że wartość przewodności cieplnej stali jest nieskończona $\lambda_a \to \infty$, a zatem temperatura Θ_a dla zadanej chwili t_{fi} jest jednakowa. Ciepło wnika więc do elementu równomiernie na całej jego powierzchni wystawionej na działanie ognia (*exposed to fire*) A_m. Równomierny rozkład temperatury stali nie dotyczy tych obszarów elementu, które są osłonięte przed bezpośrednim wpływem pożaru (na przykład półka górna stalowej belki stropowej przylegająca do masywnej płyty żelbetowej, część powierzchni bocznej słupa stalowego chroniona przez wypełnienie ściany itp.).

Ilość ciepła przewodzonego przez powierzchnię A_m elementu na jednostkę jej długości (czyli A_m [m^2/m]) w krótkim przedziale czasu Δt_{fi} wynosi:

$$q = \alpha A_m \left(\Theta_g - \Theta_m \right) \Delta t_{fi} \tag{3.5}$$

Temperatura Θ_m jest tu temperaturą powierzchni elementu stalowego, natomiast α [W/(m^{2}K)] całkowitym współczynnikiem przewodzenia ciepła (*total heat transfer coefficient*). Na podstawie założenia $\lambda_a \to \infty$, z wystarczającą dokładnością można przyjmować $\Theta_m \cong \Theta_a$. Zaabsorbowanie takiej ilości ciepła spowoduje wzrost temperatury elementu o wartość $\Delta\Theta_a$, przy czym:

$$q = c_a m_a \Delta \Theta_a \tag{3.6}$$

gdzie m_a [kg/m] jest masą elementu stalowego na jednostkę jego długości.

Złożenie równań (3.5) i (3.6) daje poszukiwany przyrost temperatury $\Delta\Theta_a$:

$$\Delta\Theta_a = \frac{\alpha A_m}{c_a m_a}\left(\Theta_g - \Theta_m\right)\Delta t_{fi} \tag{3.7}$$

Ponieważ $m_a = \rho_a V$, gdzie V [m^3/m] jest objętością elementu stalowego na jednostkę jego długości, ostatecznie:

$$\Delta\Theta_a = \frac{\alpha}{c_a \rho_a}\frac{A_m}{V}\left(\Theta_g - \Theta_m\right)\Delta t_{fi} \tag{3.8}$$

Wielkość $\frac{A_m}{V}$ [m^{-1}] nazywana jest współczynnikiem ekspozycji lub współczynnikiem masywności przekroju (*section factor*, *massivity factor*) i wyraża wpływ geometrii przekroju poprzecznego oraz sposobu ogrzania elementu (ze wszystkich stron, z trzech stron itp.). Słowo *masywność* rozumie się tu jako tak zwaną masywność termiczną (*thermal massivity*). Im bowiem element masywniejszy, tym wolniej się nagrzewa. Zauważmy, że stosunek $\frac{A_m}{V}$ jest równoważny stosunkowi $\frac{U}{A}$ [m^{-1}], czyli nagrzewanego obwodu przekroju poprzecznego elementu do całkowitej powierzchni tego przekroju.

Przewodzenie ciepła odbywa się w zasadzie na dwa sposoby: poprzez promieniowanie (*radiation*) i konwekcję, czyli unoszenie (*convection*). Z tego względu współczynnik α wyraża się jako sumę:

$$\alpha = \alpha_r + \alpha_c \tag{3.9}$$

w której α_r jest współczynnikiem przewodzenia ciepła przez promieniowanie, natomiast α_c przez konwekcję. Wzajemny stosunek tych współczynników jest taki sam jak stosunek odpowiadających im wartości gęstości strumieni przewodzonego ciepła q_r i q_c. W normie [227], a także [230], na oznaczenie tych wielkości stosuje się odpowiednio $q_r = \dot{h}_{net,r}$ i $q_c = \dot{h}_{net,c}$ ($h \rightarrow$ *heat flux*).

Strumień ciepła przewodzony przez promieniowanie opisuje prawo *Stefana-Boltzmanna* zdefiniowane dla *ciała doskonale czarnego*. Mówi ono, że ilość wypromieniowanej energii jest proporcjonalna do czwartej potęgi jego temperatury absolutnej, czyli:

$$\dot{h}_{net,r} = \varepsilon\sigma\left[\left(\Theta_r + 273\right)^4 - \left(\Theta_m + 273\right)^4\right] \tag{3.10}$$

Temperatura Θ_r, czyli efektywna temperatura promieniowania środowiska pożarowego (*effective radiation temperature of the fire environment*), jest zwykle utożsamiana z temperaturą gazów spalinowych Θ_g, temperatura Θ_m natomiast jest temperaturą nagrzanej powierzchni elementu stalowego (zwykle można przyjąć $\Theta_m \cong \Theta_a$). Wielkość $\sigma = 5{,}67 \cdot 10^{-8}$ [W/(m^{2}K^4)] jest stałą Boltzmanna. Parametr ε jest miarą tak zwanej emisyjności (*emissivity*). W przypadku ciała doskonale czarnego $\varepsilon = 1$. W ciałach rzeczywistych wypromieniowywana jest jedynie część energii, a zatem $\varepsilon < 1$. Na całkowite promieniowanie składa się promieniowanie rozgrzanej stali (*emissivity of hot steel*), którego miarą jest ε_m oraz promieniowanie otoczenia, czyli gazów spalinowych (*emissivity of the furnace*, *emissivity of fire environment*), wyrażane przez ε_f. Łączną emisyjność mierzy się parametrem ε_{rel} (*relative emissivity*). Można wykazać, że:

$$\varepsilon_{rel} = \left[(\varepsilon_m)^{-1} + (\varepsilon_f)^{-1} - 1\right]^{-1} \approx \varepsilon_m \varepsilon_f \tag{3.11}$$

Obszerniejszą dyskusję nad wartościami emisyjności zamieszczono w pracy [74]. Norma [227] zaleca w tym zakresie stosowanie $\varepsilon_m = 0{,}8$ oraz $\varepsilon_f = 1{,}0$, a zatem $\varepsilon_{rel} = 0{,}8 \cdot 1{,}0 = 0{,}8$. Wartość ta różni się od zalecanej w prenormie [232] $\varepsilon_{rel} = 0{,}5$, a także od postulowanej przez autorów pracy [74] i obecnej we wcześniejszych wersjach normy [227] $\varepsilon_{rel} = 0{,}8 \cdot 0{,}8 = 0{,}64 \approx 0{,}7$. Warto odnotować również analogiczne wartości zalecane przez normę szwedzką [257] $\varepsilon_m = 0{,}85$ i $\varepsilon_f = 0{,}80$.

Autorzy pracy [50] wskazują na konieczność uwzględnienia w bilansie wypromieniowanej energii, a także w szacowaniu wartości emisyjności, roli medium wypełniającego opanowane przez pożar pomieszczenie. W dotychczasowych rozważaniach przyjmuje się bowiem, że promieniowanie zachodzi poprzez doskonale przezroczyste powietrze. Tymczasem gazy spalinowe są stale wzbogacane przez unoszone przez nie produkty spalania. Przezroczystość takiego medium zmienia się zatem w czasie pożaru i z tego względu również emisyjność powinna być od tego czasu uzależniona. W związku z tym proponuje się rozwinięcie rozwiązania podanego przez D.K. Edwardsa i R. Matovosiana.

Norma [227] wzbogaca równanie (3.10) o współczynnik konfiguracji Φ:

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma \left[(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4\right] \tag{3.12}$$

Zależy on od kształtu źródła promieniowania, a także odległości i wzajemnej orientacji źródła oraz powierzchni przyjmującej promieniowanie. Jest on szczególnie istotny w pożarach zlokalizowanych, w których jedynie część analizowanego elementu jest bezpośrednio nagrzewana. W przypadku pożarów w pełni rozwiniętych na ogół przyjmuje się $\Phi = 1$. Wartości $\Phi \leq 1$ stosuje się jedynie przy nagrzewaniu elementów o konturze wklęsłym, w których zachodzi tak zwany efekt cienia (omówiony poniżej).

Określenie *netto* przy oznaczeniu strumienia $\dot{h}_{net,r}$ wynika ze struktury wzorów (3.10) i (3.12). Poszukiwana wartość jest bowiem różnicą pomiędzy ciepłem otrzymanym przez element z otoczenia i ciepłem oddanym do niego z powrotem na skutek promieniowania rozgrzanej stali.

Do szacowania ilości ciepła przenoszonego przez konwekcję $\dot{h}_{net,c}$ stosuje się prawo Newtona, opisujące rozkład temperatury gazów spalinowych (ściślej temperatury płynu) w pobliżu ciała stałego. Zgodnie z nim poszukiwany strumień ciepła jest proporcjonalny do różnicy temperatur $\Theta_r \approx \Theta_g$ oraz Θ_m, w szczególności:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \left(\Theta_g - \Theta_m \right) \tag{3.13}$$

przy czym współczynnik przewodzenia ciepła przez konwekcję α_c ma tu interpretację współczynnika przyjmowania ciepła przez element stalowy i określa intensywność jego wymiany. Na ogół przyjmuje się α_c = 25÷50 [W/(m^{2}K)]. Wartość dolna (α_c = 25 [W/(m^{2}K)]) charakteryzuje laboratoryjną próbę ogniową (czyli pożar standardowy), wartość górna natomiast (α_c = 50 [W/(m^{2}K)]) pożary odpowiadające krzywej węglowodorowej. Pożarom realnym z reguły przypisuje się wartość pośrednią α_c = 35 [W/(m^{2}K)]. Ponadto norma [227] podaje wartości α_c = 4 [W/(m^{2}K)] dla powierzchni elementu stalowego nienarażonych na bezpośrednie działanie ognia, oraz α_c = 9 [W/(m^{2}K)] dla analogicznych powierzchni w przypadku uwzględnienia interakcji konwekcji i promieniowania.

Ostatecznie zatem równanie (3.8) sprowadza się do postaci znanej z normy [232]:

$$\Delta\Theta_{a,t} = \frac{\dot{h}_{net}}{c_a \rho_a} \frac{A_m}{V} \Delta t_{fi} \tag{3.14}$$

przy czym:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,r} + \dot{h}_{net,c} \tag{3.15}$$

W normie [230] zostało ono jednak skorygowane przez dodanie współczynnika redukcyjnego k_{sh} uwzględniającego przysłanianie strumienia promieniowania w elementach o wklęsłym obrysie przekroju poprzecznego, czyli tak zwany efekt cienia (*shadow effect*):

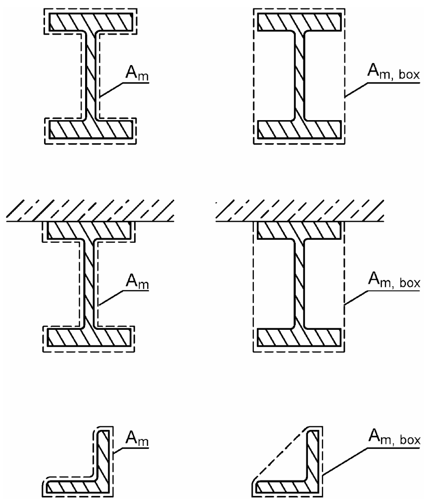
$$\Delta\Theta_{a,t} = k_{sh} \frac{\dot{h}_{net}}{c_a \rho_a} \frac{A_m}{V} \Delta t_{fi} \tag{3.16}$$

Parametr k_{sh} został zaproponowany przez J.M. Franssena na podstawie własnych badań. Nadal jednak budzi kontrowersje, czego dowodem jest dyskusja prowadzona w pracach [44] oraz [203]. Jego wartość wyznacza się z zależności:

$$k_{sh} = \zeta \frac{\left(A_m / V\right)_{box}}{\left(A_m / V\right)} \tag{3.17}$$

Powierzchnię $A_{m,\,box}$ [m^2/m] mierzy się tu po wypukłym obrysie przekroju poprzecznego (rys. 3.1), nie zaś po jego rzeczywistym obwodzie, jak to dzieje się w przypadku powierzchni A_m. Zadaniem współczynnika ζ jest dopasowanie wyników obliczeń do rezultatów badań eksperymentalnych. Z tego względu przyjmuje się ζ = 0,9 dla przekrojów dwuteowych i ζ = 1,0 dla pozostałych typów przekroju poprzecznego. Oczywiście w przypadku przekrojów wypukłych $A_{m,\,box} = A_m$, a zatem k_{sh} = 1,0.

Temperaturę $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$, przy znanym przebiegu funkcji $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$, wyznacza się więc w takim ujęciu metodą *step by step*. Dodatkowym ograniczeniem jest warunek $\Delta t_{fi} \leq 5$ s.



Rys. 3.1. Sposób wyznaczania powierzchni A_m i $A_{m,\,box}$

3.2. ELEMENTY IZOLOWANE TERMICZNIE

Zamieszczona w normie [230] formuła pozwalająca na wyznaczenie temperatury stali $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$ w elementach termicznie izolowanych, przy założonym tempie wzrostu temperatury spalin $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$, ma postać:

$$\Delta\Theta_{a,\,t} = \frac{\lambda_p}{c_a \rho_a d_p \left(1 + \dfrac{\phi}{3}\right)} \frac{A_p}{V} \left(\Theta_{g,\,t} - \Theta_{a,\,t}\right) \Delta t_{fi} - \left(e^{\phi/10} - 1\right) \Delta\Theta_{g,\,t} \tag{3.18}$$

przy czym:

$$\phi = \frac{c_p \rho_p d_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V} \tag{3.19}$$

gdzie d_p [m], ρ_p, c_p, λ_p są parametrami zastosowanej izolacji termicznej, odpowiednio: grubością, gęstością, ciepłem właściwym i przewodnością cieplną; parametr $\frac{A_p}{V}$ natomiast współczynnikiem ekspozycji (masywności przekroju), przy czym powierzchnia A_p [m^2/m] mierzona jest po obwodzie izolacji (rys. 3.1). Rozwiązanie uzyskuje się zatem analogicznie jak w przypadku elementów bez izolacji termicznej metodą *step by step*. Możliwe jest jednak posłużenie się znacznie dłuższym krokiem przyrostowym $\Delta t_{fi} \leq 30$ s bez istotnego pogorszenia dokładności oszacowania. Zależność (3.18) da się również wykorzystać do bezpośredniego doboru grubości wybranej przez projektanta izolacji termicznej. Efektywny sposób postępowania można znaleźć na przykład w opracowaniu [205].

Struktura wzoru (3.18) wynika z rozwiązania różniczkowego równania przewodzenia ciepła, uzyskanego dla izolacji termicznej o znacznej gęstości (w szczególności dla obetonowanych elementów stalowych) przez U. Wickstroma [202]. Podejście to zostało później zaadaptowane także dla lekkich izolacji wykonywanych na bazie materiałów ceramicznych. Autorzy pracy [204] wykazują nawet dobrą zgodność uzyskanych w ten sposób wyników z rezultatami alternatywnego i bardziej rozbudowanego podejścia zaproponowanego przez S.J. Melinka i P.H. Thomasa [141], w zasadzie jedynie dla tego typu izolacji. W przypadku izolacji cięższych, a zwłaszcza betonu, różnice pomiędzy oszacowaniami otrzymanymi przez nich na podstawie porównywanych w pracy podejść są bowiem wyraźne. Wydaje się, że można je tłumaczyć niedoskonałościami dostępnych do analizy modeli matematycznych, odzwierciedlających z natury rzeczy w sposób uproszczony fizyczną naturę zjawiska przewodzenia ciepła w takich, stosunkowo masywnych, materiałach.

Formuła zaproponowana przez U. Wickstroma (3.18) różni się nieznacznie od klasycznego już rozwiązania analogicznego równania podanego przez O. Petterssona [158]:

$$\Delta\Theta_{a,t} = \frac{\lambda_p}{c_a \rho_a d_p \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)} \frac{A_p}{V} \left(\Theta_{g,t} - \Theta_{a,t}\right) \Delta t_{fi} - \frac{\Delta\Theta_{g,t}}{\frac{2}{\phi} + 1} \tag{3.20}$$

Jeszcze inną zależność czytelnik znajdzie w pracy V.P. Silvy [175]:

$$\Delta\Theta_{a,t} = \frac{\lambda_p}{c_a \rho_a d_p \left(1 + \frac{\phi}{4}\right)} \frac{A_p}{V} \left(\Theta_{g,t} - \Theta_{a,t}\right) \Delta t_{fi} - \frac{\Delta\Theta_{g,t}}{\frac{4}{\phi} + 1} \tag{3.21}$$

Będzie ona wprowadzona do najnowszej edycji obecnie nowelizowanej normy brazylijskiej NBR 14323 [239] (bardziej szczegółowy komentarz na ten temat można znaleźć w pracy [174]).

4. WŁAŚCIWOŚCI STALI W TEMPERATURZE POŻAROWEJ

4.1. WŁAŚCIWOŚCI TERMICZNE

Wyznaczenie krzywej $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$ opisującej zmiany temperatury analizowanego elementu stalowego w pożarze modelowanym wybraną zależnością $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$, zarówno w przypadku braku jakiejkolwiek chroniącej go przed ogniem izolacji termicznej (na podstawie formuły (3.16)), jak i w sytuacji, gdy taka izolacja została zastosowana (zgodnie ze wzorem (3.18)), wymaga znajomości wartości *ciepła właściwego stali* c_a [J/(kg · K)]. Badania doświadczalne wykazują, że nie jest ona stała, zależy bowiem od temperatury Θ_a. Przykładowe zależności $c_a = c_a(\Theta_a)$ podaje raport [98], w szczególności:

– formułę *Stirlanda*:

$$c_a = 475 + 6{,}010 \cdot 10^{-4}\,\Theta_a^2 + 9{,}46 \cdot 10^{-2}\,\Theta_a \tag{4.1}$$

ważną w zakresie $20°C \le \Theta_a \le 750°C$,

– formułę *Vandamme* i *Janssa*:

$$c_a = 472 + 3{,}8 \cdot 10^{-4}\,\Theta_a^2 + 0{,}20\Theta_a \tag{4.2}$$

Tabela 4.1

Wartości ciepła właściwego stali węglowych według norm [230] i [252]

Zależność $c_a = c_a(\Theta_a)$ [J/(kg · K)]	Zakres ważności
$c_a = 425 + 7{,}73 \cdot 10^{-1}\,\Theta_a - 1{,}69 \cdot 10^{-3}\,\Theta_a^2 + 2{,}22 \cdot 10^{-6}\,\Theta_a^3$	$20°C \le \Theta_a < 600°C$
$c_a = 666 + \dfrac{13002}{738 - \Theta_a}$	$600°C \le \Theta_a < 735°C$
$c_a = 545 + \dfrac{17820}{\Theta_a - 731}$	$735°C \le \Theta_a < 900°C$
$c_a = 650$	$900°C \le \Theta_a < 1200°C$

Norma [230] zaleca w tym przypadku, aby w odniesieniu do *stali węglowych* projektant korzystał z zależności zestawionych w tab. 4.1. Gwałtowny skok wartości c_a w temperaturze zbliżającej się do 735°C (która odpowiada jej maksimum) jest związany z przemianą alotropową żelaza. Skutkuje on stopniowym spowalnianiem tempa wzrostu temperatury elementu Θ_a, a następnie jego raptownym przyspieszeniem tuż po zajściu przemiany fazowej. W podobny sposób tłumaczy się ograniczenie temperatury stali we wzorze (4.1).

W analizie uproszczonej wielu autorów dopuszcza przyjmowanie jednolitej wartości c_a = 600 J/(kg · K), a nawet c_a = 520 J/(kg · K) (według BS 5950 [220] i ECCS [225]), jednak w dobie powszechnego wykorzystywania obliczeń komputerowych takie zalecenie wydaje się nieuzasadnionym ułatwieniem, stąd jego brak w aktualnie obowiązujących przepisach norm [230] i [252].

Inną cechą stali, istotną z punktu widzenia analizy termicznej, jest jej *przewodność cieplna* λ_a [W/(m · K)]. Maleje ona ze wzrostem temperatury Θ_a, aż do ustalenia się stałej wartości w temperaturze 800°C. W przypadku *stali węglowych* tempo redukcji opisano w tab. 4.2. Należy zaznaczyć, że nie stosuje się już ujednoliconej wartości λ_a = 45 W/(m · K), dopuszczanej w starszych wersjach normy [230], a także w przepisach brytyjskich [220].

Tabela 4.2

Przewodność cieplna stali węglowych według norm [230] i [252]

Zależność $\lambda_a = \lambda_a(\Theta_a)$ [W/(m · K)]	Zakres ważności
$\lambda_a = 54 - 3{,}33 \cdot 10^{-2}\Theta_a$	$20°C \le \Theta_a < 800°C$
$\lambda_a = 27{,}3$	$800°C \le \Theta_a < 1200°C$

Normy [230] i [252] zaliczają do właściwości termicznych stali również jej bezwymiarową *wydłużalność termiczną* $\Delta L/L$ (w tekście normy [252] przyjęto niezbyt ścisłe określenie *wydłużenie termiczne*, poza tym w pracy [45] cechę tę zaliczono do właściwości mechanicznych materiału). Rośnie ona monotonicznie ze wzrastającą temperaturą Θ_a, jednakże dla *stali węglowych* w zakresie temperatur $750°C \le \Theta_a < 860°C$ przyjmuje wartości stałe. Przebieg funkcji $(\Delta L/L) = \Delta L(\Theta_a)/L$ zalecany przez cytowane powyżej normy do stosowania w przypadku *stali węglowych* pokazano w tab. 4.3.

Tabela 4.3

Wydłużalność termiczna stali węglowych według norm [230] i [252]

Zależność $(\Delta L/L) = \Delta L(\Theta_a)/L$	Zakres ważności
$(\Delta L/L) = 1{,}2 \cdot 10^{-5}\Theta_a + 0{,}4 \cdot 10^{-8}\Theta_a^2 - 2{,}416 \cdot 10^{-4}$	$20°C \le \Theta_a < 750°C$
$(\Delta L/L) = 1{,}1 \cdot 10^{-2}$	$750°C \le \Theta_a < 860°C$
$(\Delta L/L) = 2 \cdot 10^{-5}\Theta_a - 6{,}2 \cdot 10^{-3}$	$860°C \le \Theta_a < 1200°C$

Analogiczne formuły charakteryzujące ciepło właściwe, przewodność cieplną i wydłużalność termiczną *stali nierdzewnych* zamieszczone są w załączniku C norm [230] i [252]. Z uwagi na to, że są to stale wysokogatunkowe, w czasie trwania pożaru nie dochodzi w nich do istotnych, z punktu widzenia analizy termicznej, przemian w budowie sieci krystalicznej, co umożliwia pełny opis badanych właściwości przy wykorzystaniu jednolitych funkcji w całym zakresie temperatur Θ_a (to znaczy dla 20°C ≤ Θ_a < 1200°C).

Dostępną w normie [252] charakterystykę właściwości termicznych stali konstrukcyjnych trzeba uznać za niezbędne uzupełnienie przepisów obowiązującej w kraju normy PN-90/B-03200 [245]. Podaje ona bowiem w tym zakresie jedynie wartość współczynnika liniowej rozszerzalności cieplnej $\alpha_\Theta = 12 \cdot 10^{-6}$ [(°C)$^{-1}$]. Przekłada się to na liniową zależność wydłużalności termicznej od temperatury Θ_a. Jeżeli założyć, że względne wydłużenie termiczne elementu w temperaturze Θ_a = 20°C jest zerowe, to zachodzi:

$$(\Delta L/L) = 1{,}2 \cdot 10^{-5}\,\Theta_a - 2{,}4 \cdot 10^{-4} \tag{4.3}$$

w całym zakresie temperatur 20°C ≤ Θ_a < 1200°C. Jak widać, wynik ten nie odpowiada ściśle rezultatom uzyskanym po zastosowaniu formuł zalecanych w tab. 4.3 nawet dla względnie niskich temperatur stali Θ_a < 750°C. Trzeba również dodać, że stosowanie tak określonej wartości współczynnika α_Θ w przypadku *stali nierdzewnych* jest nieuprawnione.

4.2. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE

Uproszczony model Prandtla, stosowany powszechnie w analizie pracy elementów stalowych w temperaturze pokojowej, staje się nieadekwatny przy opisie ich zachowania w warunkach pożaru. Wynika to z faktu zanikania w wysokich temperaturach wyraźnej granicy plastyczności materiału. Miarodajną staje się malejąca ze wzrostem temperatury elementu Θ_a granica umowna $f_{0,2} = f_{0,2}(\Theta_a)$. Zależność pomiędzy naprężeniem a odkształceniem stali musi być zatem wyrażona w sposób nieliniowy. Na ogół do jej specyfikacji wykorzystuje się formułę Ramberga-Osgooda:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{a,\Theta}} + 0{,}002\left(\frac{\sigma}{f_{0,2,\Theta}}\right)^{n_\Theta} \tag{4.4}$$

przy czym $E_{a,\Theta} = E_a(\Theta_a)$ jest początkowym modułem sprężystości stali, natomiast wykładnik $n_\Theta = n(\Theta_a)$ stałą materiałową, zwaną *współczynnikiem umocnienia*. M. Kosiorek [81] podaje niezależną od temperatury wartość n_Θ = 6,2137. Z rozważań J. Murzewskiego i T. Domańskiego [147], którzy interpolowali wyniki badań przeprowadzonych w ITB [81], tak aby dały dobrą zgodność z zaleceniami ECCS [225], wynika natomiast zależność:

$$n_\Theta = 1 + \left(\frac{600}{\Theta_a}\right)^2 \tag{4.5}$$

Wyrażenie (4.4) często zapisuje się w postaci:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{a,\Theta}} + \beta\left(\frac{f_{0,2,\Theta}}{E_{a,\Theta}}\right)\left(\frac{\sigma}{f_{0,2,\Theta}}\right)^n \tag{4.6}$$

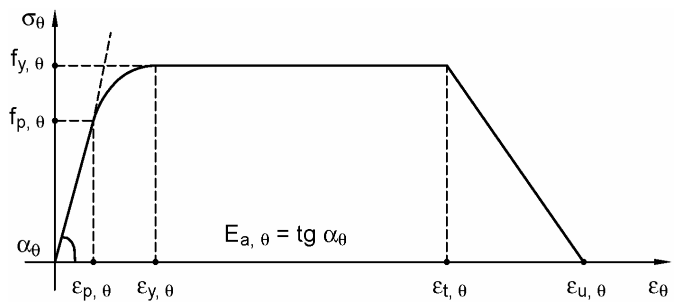
W takim ujęciu jest to funkcja dwóch parametrów β i n, przy czym pierwszy z nich jest szacowany eksperymentalnie. Przykładowo A.O. Olewale i R.J. Plank [153] dla *stali gorąco walcowanych* podają, że β = 3/7. Natomiast J. Outinen [154] po przeprowadzeniu badań statystycznych na próbkach ze stali S355 sugeruje dla stali w tym gatunku stosowanie β = 6/7. Autorzy pracy [96] modelują *stal w elementach cienkościennych* (*light gauge*), przyjmując $\beta = \beta(\Theta_a)$ według tab. 4.4 oraz stałą wartość n = 15.

Tabela 4.4

Wartości parametru $\beta = \beta(\Theta_a)$ dla stali w elementach cienkościennych według [96]

Θ_a [°C]	20÷300	400	500	600	700	800
β	3,5	0,8	0,45	0,1	0,02	0,001

Nieco odmienne podejście do opisu właściwości mechanicznych stali zastosowano w normie [230]. Zaleca się w nich, aby w przypadku *stali węglowych* zakładać skorygowany, sprężysto-plastyczny model materiału, zwany przez jego autorów *modelem sprężysto-eliptyczno-idealnie plastycznym* (*elastic-elliptic-perfectly plastic*) [45]. Odpowiadającą mu zależność naprężenie–odkształcenie przedstawiono na rys. 4.1 i w tab. 4.5.



Rys. 4.1. Zależność naprężenie – odkształcenie dla stali węglowych w warunkach pożaru

Tabela 4.5

Zależność naprężenie – odkształcenie dla stali węglowych w temperaturze pożarowej według norm [230] i [252]

Zakres odkształceń	Naprężenia $\sigma_\Theta = \sigma(\Theta_a)$	Moduł styczny
$\varepsilon \le \varepsilon_{p,\Theta}$	$\varepsilon E_{a,\Theta}$	$E_{a,\Theta}$
$\varepsilon_{p,\Theta} < \varepsilon < \varepsilon_{p,\Theta}$	$f_{p,\Theta} - c + \left(\frac{b}{a}\right)\left[a^2 - \left(\varepsilon_{y,\Theta} - \varepsilon\right)^2\right]^{0,5}$	$\frac{b\left(\varepsilon_{y,\Theta} - \varepsilon\right)}{a\left[a^2 - \left(\varepsilon_{y,\Theta} - \varepsilon\right)^2\right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\Theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{t,\Theta}$	$f_{y,\Theta}$	0
$\varepsilon_{t,\Theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\Theta}$	$f_{y,\Theta}\left[\frac{1-\left(\varepsilon - \varepsilon_{t,\Theta}\right)}{\varepsilon_{u,\Theta} - \varepsilon_{t,\Theta}}\right]$	–
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\Theta}$	0,00	–

przy czym:

$$a^2 = \left(\varepsilon_{y,\Theta} - \varepsilon_{p,\Theta}\right)\left(\varepsilon_{y,\Theta} - \varepsilon_{p,\Theta} + \frac{c}{E_{a,\Theta}}\right)$$

$$b^2 = c\left(\varepsilon_{y,\Theta} - \varepsilon_{p,\Theta}\right)E_{a,\Theta} + c^2$$

$$c = \frac{\left(f_{y,\Theta} - f_{p,\Theta}\right)^2}{\left(\varepsilon_{y,\Theta} - \varepsilon_{p,\Theta}\right)E_{a,\Theta} - 2\left(f_{y,\Theta} - f_{p,\Theta}\right)}$$

Poszczególnym oznaczeniom przyporządkowano następujące wielkości: $f_{p,\Theta}$ i $\varepsilon_{p,\Theta}$ – granica proporcjonalności oraz odkształcenie towarzyszące jej osiągnięciu, $f_{y,\Theta}$ i $\varepsilon_{y,\Theta}$ – efektywna granica plastyczności i odkształcenie towarzyszące jej osiągnięciu, $\varepsilon_{t,\Theta}$ – odkształcenie przy końcu plastycznego płynięcia, $\varepsilon_{u,\Theta}$ – odkształcenie graniczne, $E_{a,\Theta}$ – moduł sprężystości podłużnej. Na mocy prawa Hooke'a $\varepsilon_{p,\Theta} = f_{p,\Theta}/E_{a,\Theta}$. Ponadto przyjmuje się: $\varepsilon_{y,\Theta} = 0{,}02$, $\varepsilon_{t,\Theta} = 0{,}15$, $\varepsilon_{u,\Theta} = 0{,}20$.

Powyższa zależność ε – σ może być w temperaturze $\Theta_a < 400°C$ zastąpiona alternatywną charakterystyką uwzględniającą plastyczne wzmocnienie materiału, zamieszczoną w załączniku A norm [230] i [252], jeśli tylko nie ma zagrożenia, że lokalna lub globalna niestateczność analizowanego elementu stanie się potencjalną przyczyną przedwczesnego zawalenia się konstrukcji.

Formułom z tab. 4.6, przy założeniu, że szybkość nagrzewania elementu stalowego mieści się w granicach 2÷50 K/min (ograniczenie istotne ze względu na *efekty reologiczne*, w szczególności wpływ *pełzania stali*), towarzyszą uproszczone zależności określające wartości podstawowych właściwości mechanicznych stali w temperaturze pożarowej. Normy [230] i [252] zapisują je w wygodnej dla projektanta, zunifikowanej formie:

$$f_{p,\Theta} = k_{p,\Theta} f_y \qquad f_{y,\Theta} = k_{y,\Theta} f_y \qquad E_{a,\Theta} = k_{E,\Theta} E_a \tag{4.7}$$

Tabela 4.6

Współczynniki redukcyjne właściwości mechanicznych stali węglowych
w temperaturze pożarowej według norm [230] i [252]

Θ_a [°C]	≤ 100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$k_{p,\,\Theta}$	1,00	0,807	0,613	0,420	0,360	0,180	0,075	0,050	0,0375	0,025	0,0125	0,00
$k_{y,\,\Theta}$	1,00	1,000	1,000	1,000	0,780	0,470	0,230	0,110	0,060	0,040	0,020	0,00
$k_{E,\,\Theta}$	1,00	0,900	0,800	0,700	0,600	0,310	0,130	0,090	0,0675	0,045	0,0225	0,00

Parametry f_y i E_a są odpowiednio *granicą plastyczności* i *modułem sprężystości podłużnej* stali, określonymi w temperaturze Θ_a = 20°C. Oznaczenia $f_{y,\,\Theta}$ i E_Θ dotyczą odpowiadających im wielkości o wartościach wyznaczonych w zadanej temperaturze pożarowej. Współczynniki $k_{y,\,\Theta}$ i $k_{E,\,\Theta}$, a także $k_{p,\,\Theta}$, są zatem miarą względnej redukcji poszczególnych właściwości mechanicznych spowodowanej wpływem pożaru (zauważmy, że współczynnik $k_{p,\,\Theta}$ odniesiony jest do wartości granicy plastyczności f_y, nie zaś do granicy proporcjonalności f_p). Ich wartości postulowane przez cytowane powyżej normy zebrano w tab. 4.6. Dla temperatury pośredniej dopuszcza się stosowanie interpolacji liniowej.

Tabela 4.7

Współczynniki redukcyjne granicy plastyczności stali węglowych w temperaturze pożarowej
dla przekrojów klasy 4, według norm [230] i [252]

Θ_a [°C]	≤ 100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$k_{p0,2,\,\Theta}$	1,00	0,890	0,780	0,650	0,530	0,300	0,130	0,070	0,050	0,030	0,020	0,00

W analizie zachowania się w pożarze stalowych elementów o przekrojach klasy 4 miarodajna jest wartość zredukowanej w wysokiej temperaturze *umownej granicy plastyczności przy odkształceniu trwałym* 0,2%, czyli $f_{p0,2,\,\Theta}$. Załącznik *E* norm [230] i [252] podaje wartości odpowiedniego współczynnika redukcyjnego $k_{p0,2,\,\Theta}$, które zebrano w tab. 4.7 niniejszej pracy. Należy jednak pamiętać, że jego interpretacja w przypadku kształtowników walcowanych i spawanych (wtedy $k_{p0,2,\,\Theta} = f_{p0,2,\,\Theta}/f_y$) różni się od tej od tej, która wiąże się z kształtownikami giętymi na zimno ($k_{p0,2,\,\Theta} = f_{p0,2,\,\Theta}/f_{yb}$, gdzie f_{yb} jest *minimalną granicą plastyczności materiału wyjściowego*, określoną bez uwzględnienia zgniotu).

Wartości analogicznych współczynników redukcyjnych $k_{p0,2,\,\Theta}$ i $k_{E,\,\Theta}$, dotyczących elementów wykonanych ze *stali nierdzewnych*, zebrano w załączniku C norm

[230] i [252] wraz z nieliniowymi formułami opisującymi charakteryzującą tego typu stale krzywą naprężenie – odkształcenie (wskutek braku konsekwencji stosuje się tam jednak zmienione oznaczenie $k_{0,2p,\Theta}$). Należy podkreślić, że w tym przypadku zależą one nie tylko od temperatury stali Θ_a, ale również od jej gatunku. Dodatkowo dla każdego gatunku stali nierdzewnej zostały tam wyspecyfikowane wartości współczynnika redukcyjnego $k_{u,\Theta} = f_{u,\Theta}/f_u$, wyrażającego względną redukcję wytrzymałości na rozciąganie oraz tak zwane współczynniki poprawkowe $k_{2\%,\Theta}$, służące do wyznaczania efektywnej granicy plastyczności według wzoru:

$$f_{y,\Theta} = f_{p0,2,\Theta} + k_{2\%,\Theta}\left(f_{u,\Theta} - f_{p0,2,\Theta}\right) \tag{4.8}$$

Projektant, który stosuje zaawansowane metody projektowania konstrukcji znajdzie w niniejszych załącznikach również, wyznaczone dla poszczególnych gatunków stali, współczynniki $k_{Ect,\Theta} = E_{ct,\Theta}/E_a$ ($E_{ct,\Theta}$ jest *modułem stycznym*, określonym przy osiągnięciu umownej granicy plastyczności $f_{p0,2,\Theta}$) oraz wartości odkształcenia granicznego $\varepsilon_{u,\Theta}$, które towarzyszy wytrzymałości $f_{u,\Theta}$.

Jak łatwo zauważyć w przypadku stali węglowych poszczególne współczynniki redukcyjne zależą jedynie od temperatury Θ_a, nie zależą natomiast ani od gatunku stali, ani od rodzaju rozpatrywanego elementu. Reguły tej nie należy łączyć z naturalnym dążeniem do unikania niepotrzebnego komplikowania modelu obliczeniowego. Taki wniosek wynika bowiem również z badań M. Kosiorka [81], który dla różnych gatunków stali produkowanych w kraju na podstawie analizy statystycznej uzyskał jednolite zależności:

$$k_{y,\Theta} = \exp\left[\left(72{,}30\Theta_a - 2{,}77\Theta_a^2\right)\cdot 10^{-6}\right] \tag{4.9}$$

$$k_{E,\Theta} = \exp\left\{\left[-1{,}801\Theta_a + 0{,}057\Theta_a^2 - 399{,}086\left(0{,}01\Theta_a\right)^3\right]\cdot 10^{-5}\right\} \tag{4.10}$$

W pracy [80] wykazał ponadto, że niecelowa jest odmienna specyfikacja tego rodzaju współczynników dla poszczególnych wyrobów stalowych typu: blachy, pręty, kształtowniki walcowane. Wydaje się bowiem, że bardziej istotne różnice pomiędzy ich faktycznymi wartościami wynikają w tym przypadku z niejednorodności składu chemicznego użytego materiału.

Jeśli założyć, że współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_{M,fi}$ jest stały przez cały czas pożaru, to parametr $k_{y,\Theta}$ może być traktowany jako miara względnej redukcji *wartości obliczeniowej wytrzymałości stali* w temperaturze pożarowej. Z zależności (4.7) wynika bowiem, że:

$$f_{d,\Theta} = \frac{f_{y,\Theta}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{k_{y,\Theta}\, f_y}{\gamma_{M,fi}} = k_{y,\Theta}\, f_d \tag{4.11}$$

Akceptacja niezależnej od temperatury Θ_a, a zatem i czasu t_{fi}, wartości współczynnika $\gamma_{M,fi}$ znajduje potwierdzenie w pracy [147], w której metodami statystyki matematycznej dowodzi się, że dla stali produkowanych w kraju nie ma podstaw do kwestionowania stałej w czasie pożaru wartości logarytmicznego współczynnika zmienności granicy plastyczności υ_R (pomimo że wartość średnia $\breve{f}_y$ maleje ze wzrostem temperatury elementu).

Podobnie, definiując *wartość obliczeniową modułu sprężystości podłużnej* stali jako $E_{a,\,d} = E_a/\gamma_{cr}$, przy czym γ_{cr} = 1,33 jest stałym w czasie współczynnikiem bezpieczeństwa dla naprężeń krytycznych, na podstawie (4.7), otrzymuje się:

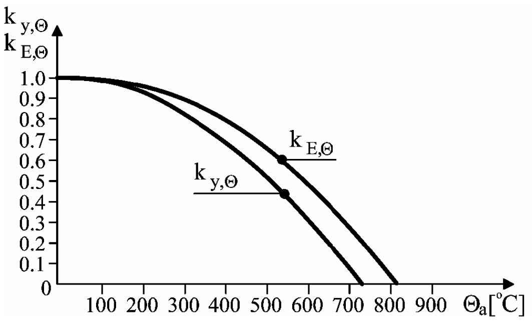
$$E_{a,\,d,\,\Theta} = \frac{E_{a,\,\Theta}}{\gamma_{cr}} = \frac{k_{E,\,\Theta}\,E_a}{\gamma_{cr}} = k_{E,\,\Theta}\,E_d \tag{4.12}$$

Zaproponowany w normie [252] sposób określania wartości współczynników redukcyjnych $k_{y,\,\Theta}$ i $k_{E,\,\Theta}$ na podstawie danych tabelarycznych (tab. 4.6) jest odmienny od podejścia tradycyjnego, zalecanego przez aktualnie obowiązującą w kraju normę PN-90/B-03200 [245], zgodnie z którym przy ich wyznaczaniu stosuje się funkcje ciągłe:

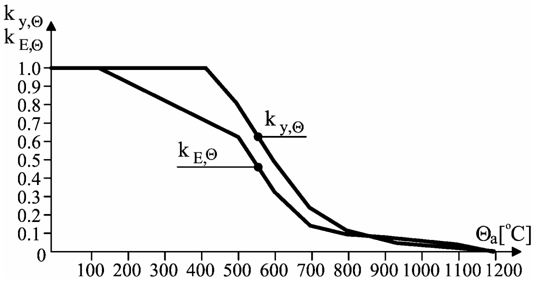
$$k_{y,\,\Theta} = 1{,}022 - 0{,}197\cdot 10^{-3}\,\Theta_a - 1{,}590\cdot 10^{-6}\,\Theta_a^2 \tag{4.13}$$

$$k_{E,\,\Theta} = 0{,}987 + 0{,}300\cdot 10^{-3}\,\Theta_a - 1{,}857\cdot 10^{-6}\,\Theta_a^2 \tag{4.14}$$

Przebieg tych funkcji pokazano na rys. 4.2. Jak widać, prowadzą one do wartości znacznie różniących się od tych, które zaleca norma [252] (przedstawionych na rys. 4.3). Krzywe (4.13) i (4.14) zostały opracowane metodami statystyki matematycznej przez J. Murzewskiego i T. Domańskiego [147]. Interpolowali oni wyniki badań doświadczalnych przeprowadzonych w ITB [81], tak aby były zgodne z zaleceniami ECCS [225]. Trzeba przy tym zauważyć, że rezultaty zamieszczone w przepisach europejskich i adaptowane na grunt polski w [252] także znajdują potwierdzenie w odpowiednio szerokich i reprezentatywnych badaniach eksperymentalnych. Generalizując, należy podkreślić, że ustalenie jednoznacznych wartości $k_{y,\,\Theta}$ i $k_{E,\,\Theta}$ jest trudne, gdyż stosunkowo już duża liczba badań laboratoryjnych prowadzi do wyników o znacznym rozrzucie statystycznym. Za krzywymi proponowanymi w normie [245] przemawia wprawdzie zawężenie próby statystycznej do stali konstrukcyjnych produkowanych w kraju, należy jednak przyznać, że dane proponowane w tab. 4.6 zyskały już powszechną aprobatę i są stosowane nie tylko w krajach Unii Europejskiej, ale w zasadzie na całym świecie. Ponadto ich wiarygodność potwierdza to, że zostały zweryfikowane w badaniach przeprowadzanych stosunkowo niedawno, z wykorzystaniem stali wytapianych i walcowanych w sposób nowoczesny w skomputeryzowanym procesie hutniczym, a zatem nie odzwierciedlają niedostatków technologii lat wcześniejszych.



Rys. 4.2. Redukcja granicy plastyczności i modułu sprężystości stali w pożarze według PN-90/B-03200 [245] (formuły (4.13) i (4.14))



Rys. 4.3. Redukcja granicy plastyczności i modułu sprężystości stali w pożarze według norm [230] i [252]

Niemniej istotna od różnicy ilościowej wydaje się różnica jakościowa. Zwróćmy uwagę, że zgodnie z normami [230] i [252] moduł sprężystości $E_{a,\Theta}$ maleje z temperaturą szybciej niż granica plastyczności $f_{y,\Theta}$, odwrotnie niż to wynika z równań (4.13) i (4.14).

Omówione powyżej metody pozwalające szacować wartość współczynników $k_{y,\Theta}$ i $k_{E,\Theta}$ dla zadanej temperatury Θ_a nie są jedynymi stosowanymi współcześnie w praktyce projektowej. Wielu autorów pozostaje nadal wiernym ustaleniom ECCS [225], przyjmując:

– dla $0 \le \Theta_a \le 600°C$:

$$k_{y,\Theta} = 1{,}0 + \frac{\Theta_a}{767 \ln\left(\frac{\Theta_a}{1750}\right)} \tag{4.15}$$

$$k_{E,\Theta} = -17{,}2 \cdot 10^{-12}\,\Theta_a^4 + 11{,}8 \cdot 10^{-9}\,\Theta_a^3 - 34{,}5 \cdot 10^{-7}\,\Theta_a^2 + 15{,}9 \cdot 10^{-5}\,\Theta_a + 1 \tag{4.16}$$

– dla $600°C < \Theta_a \leq 1000°C$:

$$k_{y,\Theta} = \frac{108\left(1 - \frac{\Theta_a}{1000}\right)}{\Theta_a - 440} \tag{4.17}$$

Dla temperatury $\Theta_a > 600°C$ wartości $k_{E,\Theta}$ nie wyspecyfikowano.

Jeszcze inne zależności, wynikające z ustaleń francuskiego instytutu badawczego CTCIM, podają normy: australijska AS 4100 [216] i nowozelandzka NZS 3404 [240], w szczególności:

– dla $k_{y,\Theta}$:

$$k_{y,\Theta} = 1{,}0 \quad \text{dla} \quad 0 \leq \Theta_a \leq 215°C \tag{4.18}$$

$$k_{y,\Theta} = \frac{905 - \Theta_a}{690} \quad \text{dla} \quad 215°C < \Theta_a \leq 905°C \tag{4.19}$$

przy czym w raporcie [98] dla temperatur $850°C < \Theta_a \leq 905°C$ postuluje się korektę formuły (4.19) z uwagi na zbyt konserwatywne oszacowanie:

$$k_{y,\Theta} = 0{,}08\left(\frac{1000 - \Theta_a}{150}\right) \quad \text{dla} \quad 850°C < \Theta_a \leq 905°C \tag{4.20}$$

– dla $k_{E,\Theta}$:

$$k_{E,\Theta} = 1 + \frac{\Theta_a}{2000\ln\left(\frac{\Theta_a}{1100}\right)} \quad \text{dla} \quad 0 \leq \Theta_a \leq 600°C \tag{4.21}$$

$$k_{E,\Theta} = \frac{690\left(1 - \frac{\Theta_a}{1100}\right)}{\Theta_a - 53{,}5} \quad \text{dla} \quad 600°C < \Theta_a \leq 1000°C \tag{4.22}$$

Alternatywne wyrażenia postuluje się także do opisu właściwości stali stosowanej w konstrukcjach cienkościennych (na ogół o przekrojach klasy 4). Z badań przeprowadzonych przez autorów pracy [96] wynika, że:

– w odniesieniu do $k_{y,\Theta}$:

$$k_{y,\Theta} = 1{,}0 \quad \text{dla} \quad 20°C \leq \Theta_a \leq 100°C \tag{4.23}$$

$$k_{y,\Theta} = 0{,}964 + 0{,}45 \cdot 10^{-3}\,\Theta_a - 3{,}08 \cdot 10^{-6}\,\Theta_a^2 + 1{,}969 \cdot 10^{-9}\,\Theta_a^3$$
$$\text{dla} \quad 100°\text{C} \le \Theta_a \le 350°\text{C} \tag{4.24}$$

$$k_{y,\Theta} = 1{,}514 - \frac{0{,}0144\Theta_a}{f_y^{0,2} + 4{,}72} \quad \text{dla} \quad 400°\text{C} \le \Theta_a \le 750°\text{C} \tag{4.25}$$

$$k_{y,\Theta} = 0{,}1 \quad \text{dla} \quad \Theta_a = 800°\text{C} \tag{4.26}$$

Wartości $k_{y,\Theta}$ w zakresach temperatur 350°C < Θ_a < 400°C oraz 750°C < Θ_a < 800°C ustala się w tym przypadku za pomocą interpolacji liniowej. Dopuszcza się wykorzystanie bezpiecznej jednolitej formuły w pełnym zakresie temperatur 20°C ≤ Θ_a ≤ 800°C:

$$k_{y,\Theta} = 1{,}0065 - 0{,}4 \cdot 10^{-3}\,\Theta_a + 2 \cdot 10^{-6}\,\Theta_a^2 - 10^{-8}\,\Theta_a^3 + 7{,}9 \cdot 10^{-12}\,\Theta_a^4 \tag{4.27}$$

– w odniesieniu do $k_{E,\Theta}$:

$$k_{E,\Theta} = 1{,}0 \quad \text{dla} \quad 20°\text{C} \le \Theta_a \le 100°\text{C} \tag{4.28}$$

$$k_{E,\Theta} = 1 - 0{,}14 \cdot 10^{-2}\left(\Theta_a - 100\right) \quad \text{dla} \quad 100°\text{C} < \Theta_a \le 500°\text{C} \tag{4.29}$$

$$k_{E,\Theta} = \frac{1 - \dfrac{\Theta_a}{1200}}{0{,}122 \cdot 10^{-2}\,\Theta_a + 0{,}3} - 0{,}203 \quad \text{dla} \quad 500°\text{C} < \Theta_a \le 800°\text{C} \tag{4.30}$$

4.3. WŁAŚCIWOŚCI STALI W ZMIENNYM POLU TEMPERATURY

Stosowany powszechnie, także w metodyce oceny trwałości pożarowej elementów konstrukcji stalowej, zalecanej przez normy [230] i [252], opis właściwości materiału bazujący jedynie na bezwzględnych w danej chwili t_{fi} wartościach temperatury Θ_a, trzeba uznać za niepełny. Jego zaletą jest prostota, dzięki czemu nie wprowadza się nadmiernej komplikacji modelu obliczeniowego. Nie uwzględnia się jednak istotnego wpływu, jaki na wartość poszukiwanych parametrów mają:
– prędkość wzrostu temperatury elementu $\dot{\Theta}_a = d\Theta_a / dt_{fi}$,
– historia zmian temperatury elementu wyrażona kolejnymi epizodami jego nagrzewania i stygnięcia.

Z badań Z. Bednarek i R. Kamockiej [14, 15], przeprowadzanych na próbkach wykonanych ze stali 34GS (klasy AIII), stosowanej na pręty do zbrojenia betonu wynika, że wartość współczynnika liniowej rozszerzalności termicznej α_{Θ} (patrz rozdział 4.1) zależy od prędkości nagrzewania elementu. Szybsze nagrzewanie stali prowadzi do zmniejszenia jej wydłużalności. Podobne relacje dotyczą również podstawowych właściwości mechanicznych stali, co te same autorki wykazują w pracy [17] na podstawie testów wytrzymałościowych próbek ze stali S355J2G3 i S235JRG2. Im element wolniej się nagrzewa, tym redukcja badanych właściwości jest większa. Z analizy metalograficznej towarzyszącej powyższym badaniom wynika, że wiąże się to ze zmianami w mikrostrukturze stali. Przy małych prędkościach nagrzewania ziarna ferrytu i perlitu ulegają długotrwałym wydłużeniom na kierunku działania obciążenia, co w rezultacie prowadzi do plastycznej formy zniszczenia przy znacznym wydłużeniu próbki. Jeśli prędkości wzrostu temperatury są większe, tego rodzaju deformacje ziaren są z reguły małe, a często po prostu nie zdążą się wytworzyć, zatem zniszczenie badanego materiału ma charakter kruchy. Można więc mówić o swego rodzaju bezwładności stali w reakcji na przyrost temperatury elementu. Na podobne zależności wskazuje M. Kosiorek w pracy [79], podając za T.S. Harmathym, że wraz ze wzrostem prędkości nagrzewania w badaniach eksperymentalnych obserwuje się coraz wyższe wartości wytrzymałości $R_{m,\Theta}$, granicy plastyczności $f_{y,\Theta}$ i modułu sprężystości $E_{a,\Theta}$ stali, przy czym wpływ ten w podwyższonych temperaturach jest wyraźnie większy niż w temperaturze 20°C. W. Skowroński [185] zwraca jednak uwagę na fakt, że wartości badanych parametrów zależą w tym przypadku również od samej metodyki badania. Jeśli test jest *próbą izotermiczną* (temperatura Θ_a jest stała, a obciążenie próbki wzrasta), to otrzymana wartość granicy plastyczności jest w sposób znaczący wyższa od tej, która wynika z *próby anizotermicznej* (obciążenie jest stałe, temperatura elementu rośnie). Zjawisko to jest szczególnie wyraźne na poziomie wydłużenia 0,2%, zanika natomiast przy poziomie 1%.

Badano również wpływ, jaki na właściwości mechaniczne stali ma czas wygrzewania analizowanego elementu w danej temperaturze. Dla różnych jego wartości nie wykazano jednak [79] istotnych różnic pomiędzy otrzymanymi charakterystykami.

Należy podkreślić, że omawiane powyżej parametry dotyczą jedynie przypadku jednokrotnego wzrostu temperatury i wygrzania elementu w warunkach pożaru. Sytuacja komplikuje się, gdy w ramach rozważanego pożaru występują wielokrotne epizody jego nagrzewania i częściowego stygnięcia. Zagadnienie to wiąże się również z problemem oceny przydatności wygrzanego w pożarze elementu stalowego po jego wystygnięciu do dalszej eksploatacji. Co więcej, jeżeli jest on nadal użytkowany, to może zostać poddany działaniu ognia w kolejnym pożarze. Duży wpływ ma również sposób przeprowadzenia akcji ratunkowej, często skutkujący nagłym chłodzeniem konstrukcji na skutek polewania jej wodą lub innym medium gaśniczym. Powyższa problematyka została podjęta w pracach [6] i [36]. Wskazuje się tam na konieczność precyzyjnej analizy naprężeń z uwzględnieniem kumulujących się w elemencie po każdym epizodzie odkształceń trwałych. Zagadnienia oceny stanu technicznego konstrukcji stalowej po pożarze podejmuje również M. Kosiorek w pracy [84].

Niezmiernie istotnym zjawiskiem zależnym od prędkości wzrostu temperatury $\dot{\Theta}_a$ jest *pełzanie* stali, czyli narastanie z upływem czasu trwałych odkształceń elementu przy jego niezmiennym obciążeniu. W konstrukcjach stalowych z zablokowaną możliwością odkształceń termicznych rozważa się również jej *relaksację*, wiążącą się ze spadkiem wartości naprężeń w elementach, którym narzucono odkształcenia nie zmieniające się w czasie. Precyzyjna analiza zachowania się konstrukcji stalowej w pożarze z uwzględnieniem *zjawisk reologicznych* jest trudna i wymaga wspomagania komputerowego. Zagadnienia te podejmuje na gruncie krajowym W. Skowroński [180, 181, 185, 186]. Na pewne uproszczenia pozwala reguła sumowania odkształceń zaproponowana w raporcie RILEM [4]:

$$\varepsilon\left(\Theta_a, \sigma, t_{fi}\right) = \varepsilon_\Theta\left(\Theta_a\right) + \varepsilon_{e-p}\left(\Theta_a, \sigma\right) + \varepsilon_t\left(\Theta_a, \sigma, t_{fi}\right) \tag{4.31}$$

w której:

– $\varepsilon_\Theta(\Theta_a)$ jest natychmiastowym odkształceniem termicznym, zależnym jedynie od temperatury Θ_a,
– $\varepsilon_{e-p}(\Theta_a, \sigma)$ jest odkształceniem sprężysto-plastycznym, zależnym od temperatury Θ_a i poziomu naprężeń σ w elemencie, wyznaczanym najczęściej na podstawie formuły *Ramberga-Osgooda* (4.4),
– $\varepsilon_t(\Theta_a, \sigma, t_{fi})$ jest odkształceniem związanym z pełzaniem stali i zależnym nie tylko od temperatury stali i poziomu naprężeń w elemencie, ale również od czasu t_{fi}.

Do opisu składnika $\varepsilon_t(\Theta_a, \sigma, t_{fi})$ używa się zwykle teorii J.E. Dorna, omówionej między innymi przez T.Z. Harmathy'ego w pracy [63], zgodnie z którą $\varepsilon_t = \varepsilon_t(\theta, \sigma)$, gdzie θ [h] jest parametrem zastępczym w wymiarze czasu (*temperature – compensated time*), takim że:

$$\theta = \int_0^t \exp\left(-\frac{\Delta H}{R\Theta_a}\right) dt_{fi} \tag{4.32}$$

przy czym ΔH [J/mol] jest tak zwaną energią aktywacji pełzania, natomiast R = 8,3145 [J/(mol·K)] uniwersalną stałą gazową. Temperatura Θ_a [K] wyrażona jest w kelwinach. Stąd, dla warunków *pełzania ustalonego*, uwzględniając założenie F.K.G. Odqvista, zgodnie z którym nachylenie krzywej pełzania zależy jedynie od wartości naprężenia, otrzymuje się prędkość odkształceń:

$$\dot{\varepsilon}_t = \frac{\partial \varepsilon_t}{\partial t_{fi}} = Z \exp\left(-\frac{\Delta H}{R\Theta_a}\right) \tag{4.33}$$

gdzie $Z = \partial\varepsilon_t/\partial\theta$ jest tak zwanym parametrem *Zenera-Hollomona*. Łatwo zauważyć, że:

$$Z = \dot{\varepsilon}_t \exp\left(\frac{\Delta H}{R\Theta_a}\right) \tag{4.34}$$

Z przedstawionych powyżej założeń W. Skowroński [186] wyprowadza model odkształcenia stali *w pierwszym i drugim okresie pełzania* opisany równaniem:

$$\varepsilon_t = B\sigma|\sigma|^{m-1}\sqrt[3]{\theta} = B\sigma|\sigma|^{m-1}\left[\int_0^t \exp\left(-\frac{\Delta H}{R\Theta_a}\right)dt_{fi}\right]^{1/3} \tag{4.35}$$

w którym:

$$B = \sqrt[3]{3}B_1^{2/3}B_2^{1/3}B_4 \tag{4.36}$$

$$m = \frac{2m_1}{3} + \frac{m_2}{3} + m_4 \tag{4.37}$$

gdzie B_1, B_2, B_4 oraz m_1, m_2, m_4 są stałymi materiałowymi. Konieczność identyfikacji tak dużej liczby parametrów znacznie utrudnia praktyczne stosowanie modelu. Z tego względu autor opracowania [186] proponuje aproksymację zależności (4.31) formułą potęgową typu Nortona-Baileya w postaci:

$$\varepsilon\left(\Theta_a, \sigma, t_{fi}\right) - \varepsilon_\Theta\left(\Theta_a\right) = \widetilde{\psi}|\sigma|^{\mu-1}\sigma \tag{4.38}$$

z jedynie dwiema stałymi materiałowymi $\widetilde{\psi}$ i μ. Wartości tych stałych, przy określonych poziomach temperatury Θ_a i prędkości nagrzewania $\dot{\Theta}_a$ oraz przyjętym granicznym odkształceniu $\varepsilon_{\lim}$, kojarzonym ze zniszczeniem konstrukcji, można ustalić dla danych zestawów par „naprężenie–odkształcenie” na przykład za pomocą dwuetapowej, gradientowej procedury optymalizacyjnej Marquardta-Levenberga. Opis tej procedury został przedstawiony w pracach [40] oraz [186].

Analiza wyników uzyskanych na podstawie przedstawionego powyżej modelu upoważnia do wniosku, że deformacje spowodowane pełzaniem stali mogą być istotne dla bezpieczeństwa ogarniętej pożarem konstrukcji już w temperaturze powyżej Θ_a = 350°C i są tym większe, im mniejsza prędkość nagrzewania się składających się na nią elementów.

Dyskusję z założeniami zaproponowanymi przez W. Skowrońskiego wraz z próbą budowy własnego alternatywnego modelu materiału projektant znajdzie w pracy J. Murzewskiego [145]. Wykorzystuje się tam prawo Nortona-Baileya wyrażające prędkość odkształceń pełzania ε_c (*creep*) za pomocą formuły:

$$\frac{d\varepsilon_c}{dt} = \left(\frac{\sigma}{R_c}\right)^{\mu} \tag{4.39}$$

i przyjmuje wartości stałych $R_c = 600\ \mathrm{MPa}/\sqrt[3]{\mathrm{min}}$ oraz $\mu = 3$ zgodnie z sugestiami S.D. Ponomariewa opracowanymi w latach sześćdziesiątych XX wieku dla stali niskowęglowych.

4.4. WPŁYW ZMIAN STRUKTURY STALI OGARNIĘTEJ POŻAREM

Czynnikiem często pomijanym w prognozowaniu stopnia redukcji właściwości mechanicznych stali poddanej działaniu temperatury pożarowej, są zmiany wewnętrznej struktury materiału. O ich nasileniu i charakterze projektant przekonuje się z reguły dopiero po zakończeniu pożaru dzięki badaniom mikroskopowym próbek wyciętych z uszkodzonej przez ogień konstrukcji. Badania tego typu powinny być zresztą stosowane powszechnie przy ocenie możliwości dalszego użytkowania wypalonych elementów ustroju, nawet wtedy gdy nie obserwuje się dyskwalifikujących je nadmiernych deformacji czy pęknięć. Zjawisko *wydłużania się ziaren ferrytu i perlitu*, przy w miarę powolnym nagrzewaniu elementów stalowych, wykazane w pracy [17], zostało już omówione w rozdziale 4.3 niniejszego opracowania. Do innych, niekoniecznie niekorzystnych z punktu widzenia bezpieczeństwa, zmian strukturalnych spowodowanych przez pożar, trzeba zaliczyć *lokalne odwęglenia*, *przegrzanie*, *rozrost ziaren* i *występowanie struktury Widmanstättena* [185]. Często dochodzi do *przegrzania* zewnętrznej warstwy stali bez jej *odwęglenia* (*decarburization*) następującego przy ogrzewaniu w atmosferze tlenu, a także do *hartowania* stali przy polewaniu wodą w czasie akcji gaśniczej. Ponadto, przy długotrwałych pożarach pomieszczeń z dużym obciążeniem ogniowym (na przykład magazynów), może dochodzić do *nawęglania* (*carburization*) stali wskutek jej wyżarzenia przy niedostatku powietrza. Zjawisku *przegrzania* i *rozrostu ziaren* oraz lokalnemu występowaniu *struktury Widmanstättena*, charakteryzującej się iglastym ułożeniem faz, towarzyszy zwykle *pogorszenie właściwości plastycznych stali* i *wzrost jej kruchości* (*embrittlement*). Wzrost kruchości może być także skutkiem *grafityzacji* (*graphitization*) polegającej na dekompozycji ziaren perlitu na ferryt i węgiel (grafit), *sferoidyzacji* (*carbide spheroidization*), czyli przemiany cementytu płytkowego w postać kulkową lub *wytrącania się związków międzymetalicznych* (*precipitation of intermetallic phases*) [195]. Z tego powodu wskazane jest wykonanie po pożarze *testów twardości* i *udarności* ocenianej stali. Należy również zaznaczyć, że odwęglona warstwa powierzchniowa może ułatwiać *powstawanie i kumulację mikropęknięć*, które podczas dalszej eksploatacji elementu często skutkują *kruchymi pęknięciami*, zwłaszcza pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym (pękanie zmęczeniowe). Ponadto, przy bardzo wysokich temperaturach elementu, możliwe staje się *odprężenie* (*recovery*) stali, a nawet dochodzenie do przemiany alotropowej żelaza, co wiąże się z *rekrystalizacją* (*recrystallization*). Tego typu zjawiska mogą oznaczać trwałe pogorszenie wartości właściwości mechanicznych materiału, pozostające po wystygnięciu elementów. Stąd wniosek, że *statyczną próbę rozciągania* trzeba również uznać za badanie nieodzowne w celu wiarygodnej oceny możliwości dalszego użytkowania elementów stalowych po pożarze.

M. Kosiorek w pracy [84] zauważa, że szczególnie podatne na trwałe pogorszenie właściwości mechanicznych na skutek pożaru są stale, które uzyskały swoje nominalne parametry w wyniku *przeciągania* i *zgniotu*. Wynika to z faktu, że efekt *utwardzenia materiału* szybko zanika ze wzrostem temperatury. Co więcej, spadek ten jest tym większy, im większy był początkowy zgniot.

Badania mikrostruktury stali po pożarze zostały przeprowadzone przez autorów pracy [173]. Wskazują oni na lokalne występowanie ciemnych obszarów, które są rezultatem *utlenienia* (*oxidation*), otoczonych wokół jasnymi strefami odwęglonego materiału. Zjawisko to obserwuje się jednak jedynie na powierzchni i nie zachodzi ono w głąb próbki. Wewnętrzna struktura pozostała w pożarze nienaruszona. Temperatura testu (Θ_a = 720°C) była bowiem zbyt niska, aby spowodować rekrystalizację. *Badania mikrotwardości* wykazały nieznaczne wzmocnienie materiału w rejonach przypowierzchniowych. Efekt ten jest prawdopodobnie skutkiem walcowania, dlatego autorzy pracy nie wiążą go z pożarem.

5. PODSTAWY OCENY TRWAŁOŚCI POŻAROWEJ ELEMENTÓW KONSTRUKCJI STALOWYCH

5.1. METODY ANALIZY

Wiarygodna ocena poziomu bezpieczeństwa zapewnianego użytkownikom budynku w przypadku rozgorzenia pożaru wymaga przeprowadzenia odrębnej, dostosowanej do panujących warunków, analizy statyczno-wytrzymałościowej. Jej podstawowym celem jest ustalenie czasu $t_{fi,\,d}$, w którym ustrój nośny, osłabiony przez wysoką temperaturę, będzie w stanie przenosić przyłożone obciążenia i nie ulegnie awarii. Jeśli zagrażający konstrukcji pożar opisywany jest za pomocą formuł charakterystycznych dla *parametrycznego modelu pożaru*, to czas ten może być uznany za miarę *trwałości pożarowej* odniesionej do całego ustroju lub jednego z jego elementów. W przypadku posłużenia się *standardowym modelem pożaru* w wyniku powyższej analizy otrzyma się czas określający *odporność ogniową* konstrukcji lub jej wyizolowanej części. Ma ona co prawda jedynie znaczenie formalno-prawne i nie odzwierciedla odporności budynku na działanie ognia w sytuacji realnego pożaru, niemniej jednak stanowi podstawę do zaprojektowania rodzaju i parametrów izolacji termicznej, chroniącej elementy stalowe przed zbyt gwałtownym nagrzewaniem. Środki te powinny być dobrane w taki sposób, aby uzyskany czas $t_{fi,\,d}$ był dłuższy niż czas $t_{fi,\,d,\,req}$ wymagany przez prawo, czyli:

$$t_{fi,\,d} \geq t_{fi,\,d,\,req} \tag{5.1}$$

Jeśli przyjąć, że czasowi $t_{fi,\,d}$ towarzyszy temperatura elementu stalowego $\Theta_a(t_{fi,\,d}) = \Theta_{a,\,cr}$, zwana jego *temperaturą krytyczną*, to warunek (5.1) można przekształcić i sprawdzać, czy po czasie $t_{fi} = t_{fi,\,d,\,req}$:

$$\Theta_a\left(t_{fi,\,d,\,req}\right) \leq \Theta_{a,\,cr} \tag{5.2}$$

Należy zauważyć, że stosowanie zależności (5.2) możliwe jest jednak tylko wtedy, gdy taka jednolita, decydująca o odporności całego układu, temperatura $\Theta_{a,\,cr}$ może w ogóle być wyspecyfikowana. Występuje to jedynie w przypadku analizy pojedynczego, izolowanego z konstrukcji elementu, przy równomiernym rozkładzie temperatury $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$ w jego przekroju poprzecznym.

Normy [227] i [250], oprócz warunków (5.1) i (5.2), zalecają stosowanie alternatywnej nierówności:

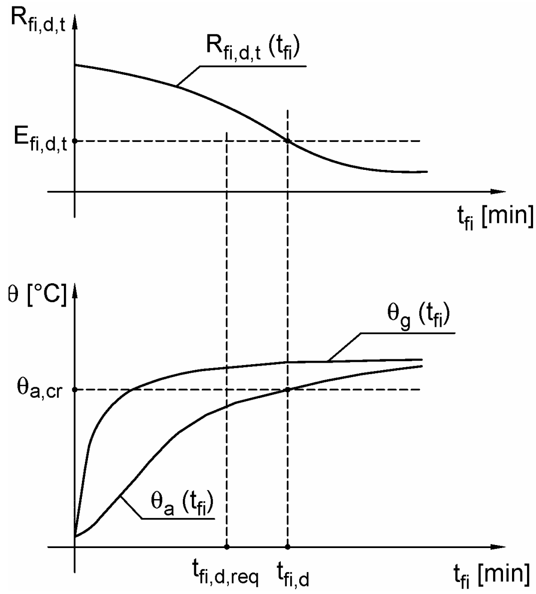
$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \tag{5.3}$$

gdzie $E_{fi,d,t}$ jest najbardziej niekorzystnym, obliczeniowym efektem obciążenia, określonym w chwili t_{fi} pożaru, $R_{fi,d,t}$, natomiast odpowiadającą tej samej chwili, zredukowaną na skutek temperatury, obliczeniową nośnością analizowanego elementu. Formuła (5.3) jest traktowana jako podstawowy warunek bezpieczeństwa również w normach [230] i [252]. Jej dodatkową zaletą jest fakt, że z porównania obydwu wartości wynika w sposób bezpośredni adekwatny do metody stanów granicznych współczynnik $\gamma = R_{fi,d,t}/E_{fi,d,t}$, będący miarą poziomu bezpieczeństwa. Trzeba bowiem zauważyć, że zapas $\Delta = R_{fi,d,t} - E_{fi,d,t}$ ma tu wymiar zharmonizowany z analizą nośności elementu, podczas gdy stosując zależności (5.1) lub (5.2), operuje się analogicznymi wielkościami wyrażonymi odpowiednio w minutach lub stopniach Celsjusza.

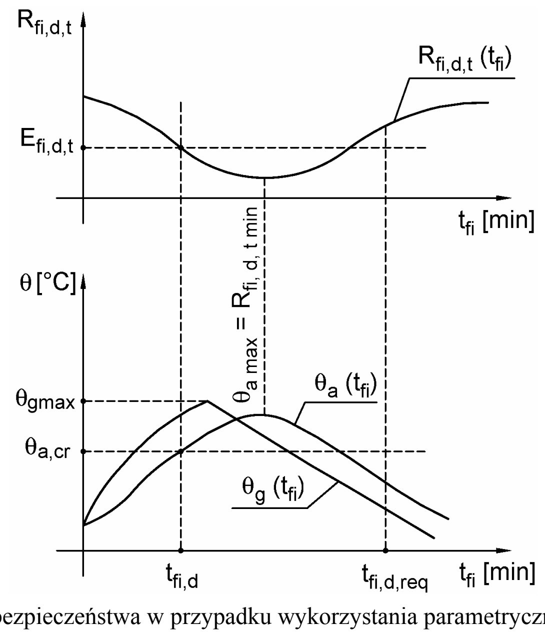
Formuły (5.1), (5.2) i (5.3) są równoważne jedynie w przypadku opisu przebiegu pożaru za pomocą standardowego modelu pożaru, w którym wzrost temperatury elementu jest monotoniczny, podobnie jak towarzyszący mu spadek jego nośności (rys. 5.1). W ocenie trwałości pożarowej, w której wykorzystuje się matematyczne modele pożaru, charakteryzujące się wystąpieniem *fazy stygnięcia elementu* po osiągnięciu *temperatury maksymalnej*, ich bezkrytyczne stosowanie może jednak prowadzić do nieprawidłowych i wzajemnie sprzecznych wniosków. Na rysunku 5.2 pokazano przypadek, w którym $\Theta_a < \Theta_{a,cr}$ oraz $R_{fi,d,t} > E_{fi,d,t}$, z czego jednak nie wynika spełnienie nierówności (5.1), bowiem $t_{fi,d} = t_{fi,d,req}$.

Jeżeli badany element ma pełną swobodę odkształceń termicznych (zarówno wydłużenia, jak i obrotu w węzłach), tak że na skutek rosnącej temperatury Θ_a nie indukują się żadne dodatkowe siły wewnętrzne, to można przyjmować, że miarodajny efekt działania $E_{fi,d,t}$ jest w czasie pożaru stały. Nie uwzględnia się bowiem zmian obciążenia będących skutkiem wypalania się materiałów konstrukcyjnych, czy jego redukcji wynikającej z pospiesznej ewakuacji użytkowników budynku wraz z mieniem. Miarodajny efekt $E_{fi,d,t}$ jest skutkiem działania kombinacji obciążeń zewnętrznych, stałych G i zmiennych Q_i (i = 1, ..., n). Pożar należy traktować jako *wyjątkową sytuację obliczeniową* i z tego względu w obliczeniach stosować odmienne reguły kojarzenia obciążeń. Zgodnie z normą [249] (regułę tę powtarza się również w normach [227] i [250] oraz [230] i [252]) w takiej sytuacji (przy pominięciu obciążeń termicznie indukowanych w czasie pożaru):

$$E_{fi,d,t} = G_k + \left(\psi_{1,1} \ \text{lub} \ \psi_{2,1}\right) Q_{k,1} + \sum_{i>1}^{n} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{5.4}$$



Rys. 5.1. Warunki bezpieczeństwa w przypadku wykorzystania standardowego modelu pożaru



Rys. 5.2. Warunki bezpieczeństwa w przypadku wykorzystania parametrycznego modelu pożaru

Sumuje się zatem *charakterystyczne wartości obciążeń stałych* G_k i *częste* $\psi_1 Q_k$ lub *prawie stałe* (w tekście normy [249] *quasi-stałe*) $\psi_2 Q_k$ wartości obciążeń zmiennych. Wybór pomiędzy wartościami częstymi i prawie stałymi pozostawiono do decyzji narodowych komitetów normalizacyjnych. Norma [250] rekomenduje w tej sytuacji stosowanie wartości *prawie stałych*. Nie ma wtedy konieczności specyfikacji *obciążenia wiodącego* $Q_{k,1}$, co znacznie upraszcza obliczenia. Zachodzi bowiem:

$$E_{fi,d,t} = G_k + \sum_{i=1}^{n} \psi_{2,i}\, Q_{ki} \tag{5.5}$$

W przypadkach, gdy w czasie pożaru nie są indukowane dodatkowe siły wewnętrzne, normy [227] i [250] dopuszczają stosowanie obliczeń uproszczonych. Najbardziej niekorzystny obliczeniowy efekt działania skojarzonych ze sobą obciążeń zewnętrznych E_d wyznacza się wtedy w chwili $t_{fi} = 0$ zgodnie z regułą *podstawowej kombinacji obciążeń*. Analogiczny efekt odniesiony do wyjątkowej sytuacji pożaru ustala się z zależności:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi}\, E_d \tag{5.6}$$

przy czym, zgodnie z normami [230] i [252]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \left(\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}\right) Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1}\, Q_{k,1}} \tag{5.7}$$

Zauważmy, że w przypadku pojedynczego obciążenia zmiennego Q_1 takie podejście jest równoważne formule (5.4) lub (5.5). Efekt E_d ustalony dla kombinacji podstawowej, po przemnożeniu przez współczynnik η_{fi}, staje się bowiem efektem zdefiniowanym dla sytuacji wyjątkowej ($\psi_0 Q_k$ jest *wartością kombinacyjną* obciążenia zmiennego). Zdaniem autora (a także autorów pracy [45]) reguła ta wydaje się jedynie pozornym, a przez to niepotrzebnym uproszczeniem. Prowadzenie obliczeń od razu w konwencji wyjątkowej sytuacji projektowej, dla wielu obciążeń zmiennych, daje bardziej precyzyjne oszacowania efektu $E_{fi,d,t}$. Poza tym trudno mówić o większej pracochłonności takich obliczeń w porównaniu z analizą dla sytuacji podstawowej. Jej stosowanie wydaje się korzystne jedynie wtedy, gdy projektant dysponuje już rezultatami typowej analizy przeprowadzanej bez uwzględniania wpływów pożaru, a analiza bezpieczeństwa pożarowego ma stanowić jedynie uzupełnienie tych obliczeń. Należy jednak zaznaczyć, że normy [230] i [252] zawężają zakres stosowania powyższej reguły jedynie do analizy pojedynczych elementów konstrukcji. Jeszcze większe kontrowersje budzi dopuszczenie przez powyższe normy stosowania stałej wartości $\eta_{fi} = 0{,}65$. Uzyskane w ten sposób oszacowania efektu $E_{f,d}$ trudno bowiem w ogóle uznać za wiarygodne.

W przypadkach pełnej swobody odkształceń termicznych analizowanego elementu wpływ temperatury pożarowej uwzględnia się w całości po stronie nośności warunku (5.3). Wzrost temperatury Θ_a skutkuje równoczesnym obniżaniem się wartości $R_{fi,d,t}$, aż do chwili $t_{fi,d}$, w której osiągnie ona poziom wyznaczony przez stały w czasie efekt $E_{fi,d,t}$. Projektant dysponuje tu jednak dodatkową rezerwą bezpieczeństwa, bowiem normy [230] i [252] zalecają przyjmowanie obniżonej w stosunku do obliczeń w podstawowej sytuacji projektowej wartości współczynnika $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$. W praktyce oznacza to, że nośność $R_{fi,d,t}$ określa się na poziomie wytrzymałości charakterystycznej.

5.2. PROBLEM KLASYFIKACJI PRZEKROJÓW

Metodyka obliczeń statyczno-wytrzymałościowych w podstawowej sytuacji projektowej wykorzystuje koncepcję *klasyfikacji przekrojów*. Determinuje ona sposób oceny ich nośności ze względu na podatność na lokalną utratę stateczności. Klasa przekroju stalowego zależy od geometrycznych proporcji jego wymiarów (ściślej smukłości płytowej jego ścianek), a także od sposobu obciążenia. Mają na nią wpływ również mechaniczne właściwości samej stali. Jeżeli założyć stałą wartość modułu sprężystości podłużnej E_a, to wyższa granica plastyczności f_y oznacza większe deformacje przekroju poprzecznego w momencie jego uplastycznienia, a zatem większą podatność na lokalne wyboczenie ścianek przekroju. Podobnie, przy stałej wartości f_y, deformacje przekroju w momencie jego pełnego uplastycznienia będą tym większe, im mniejsza wartość modułu E_a. Z tego względu przy klasyfikowaniu przekrojów podstawowym parametrem jest stosunek $\varepsilon = \sqrt{E_a/f_y}$. Z uwagi na to, że w temperaturze pokojowej wartość E_a jest stała, przyjmuje się $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, przy czym wartość 235 MPa odpowiada granicy plastyczności krajowej stali S235JR (odpowiednika dawnej St3S).

W temperaturze pożarowej zachodzi jednak:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{E_{a,\Theta}}{f_{y,\Theta}}} = \sqrt{\frac{k_{E,\Theta}E_a}{k_{y,\Theta}f_y}} = \sqrt{\frac{k_{E,\Theta}}{k_{y,\Theta}}}\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \tag{5.8}$$

Stosunek $\sqrt{k_{E,\Theta}/k_{y,\Theta}}$ zależy od temperatury Θ_a i przy wykorzystaniu danych z tab. 4.6 zmienia się w granicach 0,75÷0,90. W normach [230] i [252] przyjmuje się jednak stałą wartość 0,85, a zatem:

$$\varepsilon = 0{,}85\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \tag{5.9}$$

Taka korekta współczynnika ε w przypadku klasyfikowania przekrojów w wyjątkowej sytuacji pożaru nie ma precyzyjnego uzasadnienia teoretycznego i stanowi jedynie pewne oszacowanie. Zachowanie się stali w warunkach pożaru nie odpowiada bowiem ściśle modelowi sprężysto-idealnie-plastycznemu (patrz rozdział 4.2), a proces uplastyczniania przekroju nie jest prostą funkcją f_y i E_a. Akceptacja jednolitej wartości 0,85 nie jest rezultatem dążenia do uproszczenia analizy. Takie podejście zapobiega przypadkom, kiedy przekrój przy wzrastającej temperaturze Θ_a, na skutek zmienności $\varepsilon = \varepsilon(\Theta_a)$ według formuły (5.8), „przeskoczy" w czasie trwania pożaru do klasy wyższej (na przykład z klasy 2 do klasy 1), zyskując przy tym w sposób nieuprawniony dodatkową nośność.

Zmiany klasy przekroju mogą jednak w pożarze występować niejako w pełni legalnie, np. w przypadku indukowania się w elemencie dodatkowych sił wewnętrznych na skutek skrępowania możliwości swobodnych odkształceń termicznych. Zmienia się wtedy charakter obciążenia. Na przykład przekrój belki opartej na podporach bez możliwości przesuwu jest początkowo (w chwili $t_{fi} = 0$) tylko zginany, wraz z rozwojem pożaru dodatkowo staje się coraz silniej ściskany, by w końcu (przy braku ograniczenia ugięć) przenosić jedynie rozciąganie.

5.3. IDEA WSKAŹNIKA WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI

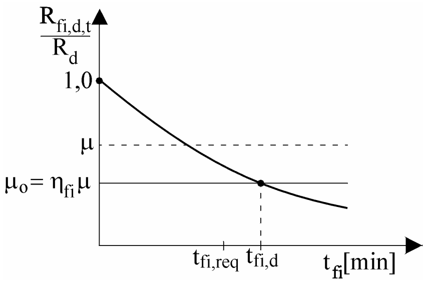
Trwałość pożarowa konstrukcji (lub wyizolowanych z niej elementów) zależy od zapasu bezpieczeństwa, z jakim została zaprojektowana dla warunków podstawowej sytuacji projektowej, co nie zawsze jest dostrzegane. Zapas ten można wyrazić przez:

$$\gamma = \frac{R_d}{E_d} = \frac{R_{fi,d,0}}{E_{fi,d,0}} = \frac{1}{\mu} \tag{5.10}$$

gdzie E_d jest najbardziej niekorzystnym, obliczeniowym efektem działania kombinacji przyłożonych do elementu obciążeń zewnętrznych, R_d natomiast odpowiadającą mu nośnością. W takim ujęciu parametr μ jest *wskaźnikiem wykorzystania nośności*. Wielkości $E_d = E_{fi,d,0}$ oraz $R_d = R_{fi,d,0}$ odpowiadają chwili rozgorzenia pożaru $t_{fi} = 0$. W wyjątkowej sytuacji pożaru, zgodnie ze wzorem (5.6), $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_{fi,d,0}$. Zatem wskaźnik wykorzystania nośności, oznaczony teraz przez μ_0, ma postać:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d,t}}{R_{fi,d,0}} = \frac{\eta_{fi} E_{fi,d,0}}{R_{fi,d,0}} = \eta_{fi}\,\mu \tag{5.11}$$

Odnosi się go więc do nośności początkowej $R_{fi,d,0}$, podczas gdy efekt $E_{fi,d,t}$ wyznaczony jest zgodnie z regułami wyjątkowej sytuacji projektowej.



Rys. 5.3. Wyznaczanie czasu $t_{fi,\,d}$ na podstawie stopnia wykorzystania μ_0

Ponieważ przyjęto, że efekt $E_{fi,\,d,\,t} = E_{fi,\,d,\,0}$ jest stały przez cały czas pożaru, to stały pozostaje również wskaźnik μ_0. Miarą względnej redukcji nośności, postępującej ze wzrostem temperatury Θ_a, jest iloraz $R_{fi,\,d,\,t}/R_{fi,\,d,\,0}$. Konstrukcja przenosi obciążenia, jeżeli $E_{fi,\,d,\,t} < R_{fi,\,d,\,t}$, co odpowiada $\mu_0 < R_{fi,\,d,\,t}/R_{fi,\,d,\,0}$. Czas $t_{fi,\,d}$, równoznaczny z osiągnięciem stanu granicznego nośności ogniowej, wyznacza zatem warunek $R_{fi,\,d,\,t}/R_{fi,\,d,\,0} = \mu_0$ (rys. 5.3).

Jeżeli w warunkach pożaru względna redukcja nośności $R_{fi,\,d,\,t}/R_{fi,\,d,\,0}$ przebiega proporcjonalnie do względnej redukcji granicy plastyczności stali $(f_{y,\,\Theta}/f_y) = k_{y,\,\Theta}$, to czas $t_{fi,\,d}$ określa zależność:

$$k_{y,\,\Theta} = \mu_0 \tag{5.12}$$

Parametr $k_{y,\,\Theta}$ zależy od temperatury Θ_a, a funkcja $k_{y,\,\Theta} = k_{y,\,\Theta}(\Theta_a)$ jest opisana łamaną wyznaczaną zgodnie z danymi z tab. 4.6 ([230], [252]). Dla wygody obliczeń łamana ta jest aproksymowana funkcją ciągłą:

$$k_{y,\,\Theta} = \frac{1{,}0087}{\left(e^{\beta}+1\right)^{0{,}2609}} \qquad \text{gdzie} \qquad \beta = \frac{\Theta_a - 482}{39{,}19} \tag{5.13}$$

W stanie granicznym nośności ogniowej (w chwili $t_{fi,\,d}$) $\Theta_a = \Theta_{a,\,cr}$, a zatem przy spełnieniu (5.12), zachodzi:

$$\mu_0 = \frac{1{,}0087}{\left(e^{\beta}+1\right)^{0{,}2609}} \qquad \text{przy czym} \qquad \beta = \frac{\Theta_{a,\,cr} - 482}{39{,}19} \tag{5.14}$$

Przekształcenie zależności (5.14) ze względu na $\Theta_{a,\,cr}$ prowadzi do formuły:

$$\Theta_{a,\,cr} = 39{,}19\ln\left[\frac{1}{0{,}9674\mu_0^{\;3{,}833}} - 1\right] + 482 \ \ [°\mathrm{C}] \tag{5.15}$$

Została ona zamieszczona w normach [230] i [252] z dodatkowym ograniczeniem $\mu_0 \geq 0{,}013$. Jej zastosowanie pozwala w sposób bezpośredni (bez przeprowadzania odrębnej analizy statyczno-wytrzymałościowej) określać krytyczną temperaturę elementu stalowego i porównywać ją z temperaturą $\Theta_a = \Theta_{a,}(t_{fi})$. Zgodnie ze wzorem (5.2) element konstrukcji bezpiecznie przenosi obciążenia, jeśli $\Theta_a < \Theta_{a,\,cr}$. Należy jednak podkreślić, że wartość $\Theta_{a,\,cr}$, wyznaczona ze wzoru (5.15), jest prawidłowa tylko wtedy, gdy zachodzi równość (5.12). Tak jest w istocie jedynie w prostych stanach obciążenia, w przypadku elementów rozciąganych lub zginanych, pod warunkiem zabezpieczenia ich przed zwichrzeniem oraz wtedy gdy wpływ ścinania jest na tyle mały, że można go pominąć. Dodatkowym warunkiem jest równomierny rozkład temperatury stali w przekrojach poprzecznych elementu. W pozostałych przypadkach należy uwzględnić dodatkową zależność od temperatury współczynników niestateczności oraz zmienność modułu sprężystości $E_\Theta = k_{E,\,\Theta}E$ (na przykład w analizie elementów ściskanych), co sprowadza się do pełnej analizy obliczeniowej. Brak wyraźnego wyspecyfikowania tego typu ograniczenia w normach [230] i [252] trzeba uznać za istotny błąd, na co autor niniejszego opracowania zwraca uwagę w pracach [114, 119].

Normy [230] i [252] dopuszczają dla elementów rozciąganych, a także dla zabezpieczonych przed zwichrzeniem belek zginanych, przyjmowanie $\mu_0 = \eta_{fi}$, co jest równoważne założeniu $\mu = 1{,}0$. Jest to podejście ostrożne ale, w opinii autora, w żaden sposób nieuzasadnione. Nie daje bowiem jakiegokolwiek zmniejszenia pracochłonności analizy i prowadzi do często mylących oszacowań. W takim ujęciu wpływ początkowego zapasu bezpieczeństwa (określonego z wykorzystaniem reguł podstawowej sytuacji projektowej) na trwałość pożarową elementu zostaje bowiem w ogóle pominięty.

6. NOŚNOŚĆ ELEMENTÓW STALOWYCH W POŻARZE W PROSTYCH I ZŁOŻONYCH STANACH OBCIĄŻENIA

6.1. ELEMENTY OSIOWO ROZCIĄGANE

Obliczeniową nośność elementu osiowo rozciąganego, przy równomiernym rozkładzie temperatury Θ_a w jego przekroju poprzecznym, wyznacza się z zależności:

$$N_{fi,\Theta,Rd} = A\frac{f_{y,\Theta}}{\gamma_{M,fi}} = A\frac{k_{y,\Theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} = k_{y,\Theta}\, Af_d = k_{y,\Theta}\, N_{t,Rd}\,\frac{\gamma_M}{\gamma_{M,fi}} \tag{6.1}$$

gdzie: $N_{t,Rd} = Af_y/\gamma_M$ jest jego obliczeniową nośnością określoną w temperaturze pokojowej, A [m^2] powierzchnią przekroju poprzecznego elementu, $f_d = f_y/\gamma_{M,fi}$ [MPa] zdefiniowaną dla sytuacji pożaru i określoną w temperaturze pokojowej wartością obliczeniową wytrzymałości stali, z której został wykonany (zauważmy, że w podstawowej sytuacji projektowej $f_d = f_y/\gamma_M$). Ponieważ w normach [230] i [252] przyjęto $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$, formuła (6.1) sprowadza się do wzoru:

$$N_{fi,\Theta,Rd} = k_{y,\Theta}\, Af_y \tag{6.2}$$

co w praktyce oznacza, że w warunkach pożaru obliczeniową nośność elementu ustala się na poziomie wartości charakterystycznej granicy plastyczności stali. Istotne znaczenie dla projektanta ma tu fakt proporcjonalności nośności $N_{t,\Theta,Rd}$ do wytrzymałości f_y. Może on zatem w badaniu zachowania się takiego elementu w pożarze wyznaczyć wartość $\Theta_{a,cr}$ bezpośrednio z (5.15), a następnie ocenić poziom bezpieczeństwa na podstawie wzoru (5.2), pomijając odrębną analizę statyczną.

W przypadku elementów rozciąganych o nierównomiernym rozkładzie temperatury Θ_a w przekroju poprzecznym normy [230] i [252] zalecają stosowanie formuły:

$$N_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^{n} A_i\, k_{y,\Theta,i}\,\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \tag{6.3}$$

Wynika ona z podziału przekroju poprzecznego o powierzchni A na elementarne pola A_i (przy czym $\sum_{i=1}^{n} A_i = A$), w których zakłada się równomierny rozkład temperatury $\Theta_{a,\,i}$. Konieczne wydaje się tu jednak zastrzeżenie, że wzór (6.3) powinien być stosowany w zasadzie w sytuacjach nierównomiernego, ale symetrycznego względem osi pręta rozkładu temperatury Θ_a w przekroju poprzecznym elementu. W przeciwnym razie niesymetryczny rozkład temperatury powoduje powstanie na długości elementu termicznie indukowanych momentów zginających. Oznacza to, że przestaje on być osiowo rozciągany i pracuje w złożonym stanie obciążenia. Należy jednak zauważyć, że efekt zginania jest w takim przypadku minimalizowany przez siłę rozciągającą. Odrębną uwagę trzeba zwrócić na różnicę w indeksach stosowanych przy oznaczaniu nośności elementu $N_{fi,\,Rd}$ w pożarze. Symbol Θ, który w formule (6.1) wyróżnia sytuację równomiernego rozkładu temperatury stali Θ_a w przekroju poprzecznym pręta, zostaje w zależności (6.3) zastąpiony przez znak t, wiązany z czasem ekspozycji ogniowej t_{fi} (nie zaś z rozciąganiem, jak to występuje w typowych obliczeniach).

Dopuszczalnym (według norm [230] i [252]) i ostrożnym uproszczeniem w sytuacji nierównomiernego rozkładu temperatury Θ_a w przekroju poprzecznym elementu jest obliczenie nośności pręta dla przypadku zastępczego równomiernego rozkładu temperatury o wartości $\Theta_{a,\,\max}$, odpowiadającej najwyższej temperaturze stali osiągniętej lokalnie w czasie trwania pożaru. Wtedy zależność (6.3) sprowadza się do:

$$N_{fi,\,t,\,Rd} = A k_{y,\,\Theta,\,\max} \frac{f_y}{\gamma_{M,\,fi}} \tag{6.4}$$

6.2. ELEMENTY OSIOWO ŚCISKANE

Nośność w pożarze elementów osiowo ściskanych ustala się w sposób analogiczny do podejścia stosowanego w analizie przeprowadzanej w temperaturze pokojowej. Dwie istotne różnice dotyczą specyfikacji krzywej wyboczeniowej oraz określenia długości wyboczeniowej słupów wielokondygnacyjnych ram stężonych. Metodyka proponowana w normach [230] i [252] wynika z ustaleń norm [229] i [251]. Nośność pręta równomiernie ogrzanego (o stałej w każdej chwili t_{fi} temperaturze Θ_a w jego przekrojach poprzecznych) ze względu na wyboczenie określa formuła:

$$N_{b,\,fi,\,\Theta,\,Rd} = \chi_{fi}\, A k_{y,\,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,\,fi}} \tag{6.5}$$

w której parametr χ_{fi} jest zależnym od temperatury *współczynnikiem wyboczenia giętnego*:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\Theta + \sqrt{\varphi_\Theta^2 - \bar{\lambda}_\Theta^2}} \tag{6.6}$$

przy czym:

$$\varphi_\Theta = 0{,}5\left(1 + \alpha\bar{\lambda}_\Theta + \bar{\lambda}_\Theta^2\right) \quad \text{oraz} \quad \alpha = 0{,}65\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6.7}$$

natomiast $\bar{\lambda}_\Theta$ smukłością względną, określoną w temperaturze Θ_a zależnością:

$$\bar{\lambda}_\Theta = \bar{\lambda}\sqrt{\frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}}} \tag{6.8}$$

Indeks b w oznaczeniu nośności $N_{b,fi,\Theta,Rd}$ należy wiązać z wyboczeniem (*buckling*), natomiast znak Θ z równomiernym rozkładem temperatury Θ_a w przekrojach elementu. Norma [252] za przepisami europejskimi stosuje w tym przypadku w sposób nieuzasadniony symbol $N_{b,fi,t,Rd}$ (PN-EN 1993-1-2/4.2.3.2(1)). Jest to tym dziwniejsze, że nieco później (PN-EN 1993-1-2/4.2.3.2(5)) wartości $N_{b,fi,\Theta,Rd}$ i $N_{b,fi,t,Rd}$ są już wyraźnie i w sposób prawidłowy rozróżniane.

Postać wzoru (6.8) wynika z odmiennie definiowanej w wysokiej temperaturze smukłości porównawczej $\lambda_{p,\Theta}$. Wartość tej smukłości λ_p, odniesioną do podstawowej sytuacji projektowej autor niniejszego opracowania proponuje, obliczać według normy [245], korygując pominięcie w przepisach europejskich (a stąd również w normie [252]) współczynnika bezpieczeństwa dla naprężeń krytycznych γ_{cr} = 1,33 [115, 118, 120, 126]. Ponieważ $\lambda_p = (\pi/1{,}15)\sqrt{E_a/f_d}$, więc:

$$\lambda_{p,\Theta} = \pi\sqrt{\frac{E_{a,d,\Theta}}{f_{d,\Theta}}} = \pi\sqrt{\frac{k_{E,\Theta}\,E_{a,d}}{k_{y,\Theta}\,f_d}} = \pi\sqrt{\frac{k_{E,\Theta}}{k_{y,\Theta}}}\sqrt{\frac{E_a}{\gamma_{cr}\,f_d}} = \frac{\pi\psi}{1{,}15}\sqrt{\frac{E_a}{f_d}} = \psi\lambda_p \tag{6.9}$$

przy czym $\psi = \sqrt{k_{E,\Theta}/k_{y,\Theta}}$. Stąd smukłość względna $\bar{\lambda}_\Theta = \lambda/\lambda_{p,\Theta}$.

Jak widać w analizie bezpieczeństwa pożarowego, przy stosowaniu podejścia proponowanego w normach [230] i [252], nie konstruuje się wielorakich krzywych wyboczeniowych zależnych od kształtu przekroju poprzecznego elementu ani od osi, względem której sprawdzany jest warunek stateczności. Z badań eksperymentalnych wynika bowiem, że wystarcza pojedyncza, zunifikowana krzywa

$\chi_{fi} = \chi_{fi}(\bar{\lambda}_\Theta)$ (6.6), której postać zależy jedynie od wartości granicy plastyczności stali f_y, określanej w temperaturze pokojowej (6.7).

Długość wyboczeniową elementów ściskanych w warunkach pożaru l_{fi} na ogół wyznacza się w sposób analogiczny do podejścia stosowanego w obliczeniach przeprowadzanych w temperaturze pokojowej. Istotny wyjątek stanowi w tym zakresie długość wyboczeniowa słupów w stężonych, wielokondygnacyjnych układach ramowych. Jeżeli można założyć brak możliwości poziomego przesuwu węzłów szkieletu, to przyjmuje się (l jest teoretyczną długością słupa):

– $l_{fi} = 0{,}5l$ – dla słupów kondygnacji pośrednich,
– $l_{fi} = 0{,}7l$ – dla słupów najwyższej kondygnacji,
– $l_{fi} = 0{,}5l$ lub $l_{fi} = 0{,}7l$ – dla słupów najniższej kondygnacji, w zależności od warunków podparcia w stopie słupa, odpowiednio dla stopy utwierdzonej i przegubowej (warunek dotyczący najniższej kondygnacji nie jest ujawniony w normach [230] i [252].

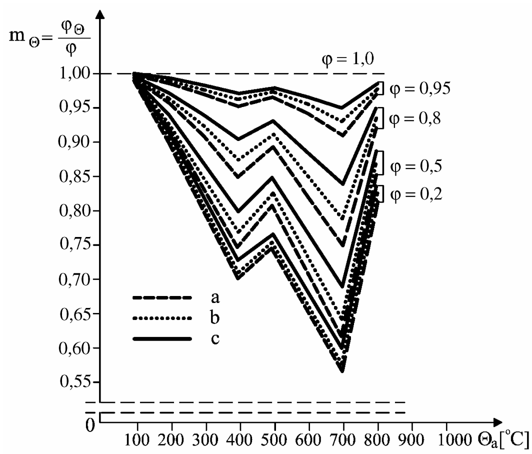
Wartości te wynikają z obserwacji zachowania się tego typu słupów w realnych pożarach. Ze wzrostem temperatury gazów spalinowych Θ_g rośnie również temperatura słupów Θ_a. Nie dotyczy to jednak tych ich części, które chronione są przed wpływem ognia przez masywne stropy żelbetowe otaczające element stalowy. Stropy te stanowią równocześnie oddzielenia przeciwpożarowe, ograniczają zatem strefy pożarowe do pojedynczych kondygnacji. Poza tym sama temperatura gazów spalinowych we wszelkiego rodzaju narożach strefy pożarowej z natury jest nieco niższa niż w jej centrum. Temperatura słupów stalowych w pobliżu węzłów rośnie więc znacznie wolniej niż na pozostałej ich długości. Skutkuje to odpowiednio większą sztywnością tych obszarów, a co za tym idzie mniejszą podatnością węzła na obrót. Zaproponowane powyżej długości wyboczeniowe słupów stanowią ostrożne, bezpieczne oszacowanie tego efektu.

W sytuacji nierównomiernego rozkładu temperatury w przekrojach poprzecznych analizowanego elementu przyjmuje się, że nośność $N_{b,fi,t,Rd}$ jest równa nośności $N_{b,fi,\Theta,Rd}$ wyznaczonej przy założeniu zastępczego, równomiernego rozkładu Θ_a, o wartości równej maksymalnej temperaturze stali $\Theta_{a,\max}$ osiągniętej lokalnie w słupie w czasie trwania pożaru. Dodatkowe osłabienie stali, które w takim ujęciu jest wynikiem zastosowania zawyżonej w stosunku do rzeczywistości temperatury elementu, ma szacunkowo kompensować niekorzystne dla jego trwałości pożarowej efekty deformacji przestrzennej. Trzeba jednak zauważyć, że nie musi to być oszacowanie ostrożne, a co za tym idzie bezpieczne.

Metodykę obliczeń proponowaną w normach [230] i [252] można zaadaptować do dobrze znanego projektantom podejścia tradycyjnego zalecanego przez krajową normę [245]. Przy akceptacji warunków (6.8) i (6.9) współczynnik wyboczeniowy φ_Θ wyznacza się wtedy ze wzoru:

$$\varphi_\Theta = \left(1+\bar{\lambda}_\Theta^{2n}\right)^{-\frac{1}{n}} = \left[1+\left(\frac{\bar{\lambda}}{\psi}\right)^{2n}\right]^{-\frac{1}{n}} \tag{6.10}$$

gdzie *n* jest parametrem imperfekcji zależnym od krzywej wyboczeniowej.



Rys. 6.1. Względna redukcja $m_\Theta = \varphi_\Theta/\varphi$ współczynnika wyboczeniowego ze wzrostem temperatury Θ_a wynikająca z podejścia [230] i [252]

Podobieństwo do przepisów europejskich (a także [252]) sugeruje tu korzystanie z krzywej wyboczeniowej *c* (n = 1, 2) niezależnie od kształtu przekroju poprzecznego. A zatem współczynnik φ_Θ powinien być wyznaczany według tej krzywej także wtedy, gdy w podstawowej sytuacji projektowej do jego określenia używano krzywej innej. Wskaźnik $m_\Theta(\Theta_a) = \varphi_\Theta/\varphi$, będący miarą względnej redukcji współczynnika wyboczeniowego w pożarze i wyliczany zgodnie z podejściem w normach [230] i [252] (określanym przez zastępczą smukłość względną $\bar{\lambda}_\Theta$ wyznaczaną zgodnie z (6.8)), jest więc dodatkowo różnicowany przez rodzaj krzywej (*a*, *b* lub *c*), wybranej do analizy wyboczenia, bez uwzględniania wpływu temperatury. Zależność pomiędzy parametrem m_Θ a temperaturą Θ_a przedstawiono na rys. 6.1 (wartości wskaźnika określono ściśle dla temperatur podanych w tab. 4.6, w przypadku temperatur pośrednich zastosowano interpolację liniową).

Zgodnie z [245] wartości współczynników wyboczeniowych φ_Θ wyznacza się jednak bezpośrednio z formuły empirycznej:

$$\varphi_\Theta = \left[1+\left(\frac{1}{\varphi}-1\right)\frac{E_{a,d}}{E_{a,d,\Theta}}\right]^{-1} = \left[1+\left(\frac{1}{\varphi}-1\right)\frac{E_a}{E_{a,\Theta}}\right]^{-1} = \left[1+\left(\frac{1}{\varphi}-1\right)\frac{1}{k_{E,\Theta}}\right]^{-1} \tag{6.11}$$

przy czym φ jest tu analogicznym współczynnikiem określonym bez uwzględniania wpływu temperatury, to znaczy dla smukłości względnej $\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_p$ ustalonej na podstawie wartości porównawczej $\lambda_p = (\pi/1{,}15)\sqrt{E_a/f_d}$. Z uwagi na to, że pożar traktuje się jako wyjątkową sytuację projektową bardziej prawidłowe wydaje się wykorzystanie wartości charakterystycznych modułu sprężystości $E_{a,c} = E_a/\gamma$ i $E_{a,c,\Theta} = k_{E,\Theta}\,E_a/\gamma = k_{E,\Theta}E_{a,c}$ [126]. Wtedy:

$$\varphi_{c,\Theta} = \left[1 + \left(\frac{1}{\varphi_c} - 1\right)\frac{E_{a,c}}{E_{a,c,\Theta}}\right]^{-1} = \left[1 + \left(\frac{1}{\varphi_c} - 1\right)\frac{E_a}{E_{a,\Theta}}\right]^{-1} = \left[1 + \left(\frac{1}{\varphi_c} - 1\right)\frac{1}{k_{E,\Theta}}\right]^{-1} \tag{6.12}$$

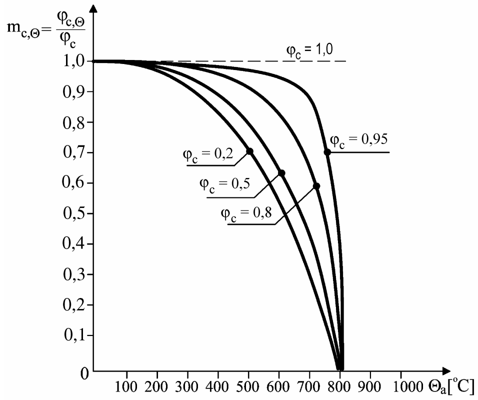
Wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa dla naprężeń krytycznych γ, potrzebna dla ustalenia wartości charakterystycznej $E_{a,c}$, nie została w normie [245] ujawniona. Projektant może wykorzystać w tym zakresie przepisy normy amerykańskiej, w której przyjęto γ = 1,14, ponieważ równocześnie założono tam, że γ_{cr} = 1,33. A zatem współczynnik φ_c trzeba określać dla skorygowanej smukłości porównawczej:

$$\lambda_{p,c} = \pi\sqrt{\frac{E_{a,c}}{f_y}} = \pi\sqrt{\frac{E_a}{\gamma f_y}} = \frac{\pi}{\sqrt{\gamma}}\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = \frac{\pi}{\sqrt{\gamma}}\sqrt{\frac{\gamma_{cr}E_{a,d}}{\gamma_M f_d}} = \frac{1{,}08}{\sqrt{\gamma_M}}\lambda_p \tag{6.13}$$

Zauważmy, że wartości $\lambda_{p,c}$ i λ_p są równe jedynie wtedy, gdy γ_M = 1,17.

Stopień względnej redukcji tak zdefiniowanego współczynnika $\varphi_{c,\Theta}$ w stosunku do współczynnika określanego w podstawowej sytuacji projektowej (bez uwzględniania wpływu temperatury), czyli $m_{c,\Theta}(\Theta_a) = \varphi_{c,\Theta}/\varphi_c$, pokazano na rys. 6.2. Warto zwrócić uwagę na fakt, że przy zastosowaniu podejścia [245] współczynnik φ_Θ w bardzo wysokich temperaturach maleje do zera.

Formuły (6.11) i (6.12) dają wyniki nieco bardziej ostrożne niż (6.10). Dla projektanta niezmiernie ważny jest jednak fakt, że zaprezentowane podejścia nie są wzajemnie kompatybilne [126]. Zależności (6.11) i (6.12) wymagają bowiem przyjmowania wartości $k_{y,\Theta}$ i $k_{E,\Theta}$ jedynie z formuł (4.13) i (4.14), gdyż na ich podstawie zostały wykalibrowane. Z drugiej strony stosowanie (6.10) prowadzi do prawidłowych wyników jedynie przy wykorzystaniu tab. 4.6. Na mocy (4.13) i (4.14) zachodzi bowiem $k_{y,\Theta} < k_{E,\Theta}$ (patrz również rys. 4.2), co oznacza, że ψ > 1, a więc jest sprzeczne z intuicją [115, 120].



Rys. 6.2. Względna redukcja $m_{c,\Theta} = \varphi_{c,\Theta}/\varphi_c$ współczynnika wyboczeniowego ze wzrostem temperatury Θ_a wynikająca z podejścia normy PN-90/B-03200 [245]

Odmienna metodyka określania wartości współczynnika wyboczeniowego w pożarze φ_Θ została zaproponowana przez J. Murzewskiego i M. Gwoździa [148]. Postulują oni, aby w temperaturze pożarowej stosować teorię *modułu stycznego* E_{aT} według założeń Engessera i Kármána. Jego wartość w temperaturze Θ_a uzyskuje się po zróżniczkowaniu zależności $\sigma - \varepsilon$ opisanej formułą Ramberga-Osgooda (4.4), co daje:

$$E_{aT,\Theta} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{k_{E,\Theta} E_a}{1 + \left(0{,}002 \dfrac{n_\Theta}{\varepsilon_{0,\Theta}}\right)\left(\dfrac{\sigma}{f_{0,2,\Theta}}\right)^{n_\Theta - 1}} \tag{6.14}$$

przy czym: $f_{0,2,\Theta} = k_{y,\Theta} f_y$, $\varepsilon_{0,2\,\Theta} = f_{0,2,\Theta}/E_{a,\Theta} = (k_{y,\Theta} f_y)/(k_{E,\Theta} E_a)$ oraz $n_\Theta = 1 + (600/\Theta_a)^2$ (patrz (4.5)) [147]. Takie postępowanie prowadzi autorów pracy do przekształcenia zależności zalecanej przez [245] dla temperatur pokojowych do postaci:

$$\varphi_\Theta = \left(1 + \bar{\lambda}^{2n_\Theta}\right)^{-\frac{1}{n_\Theta}} \qquad \text{gdzie} \qquad n_\Theta = n\left(\frac{175}{\Theta_a}\right)^{\alpha} \tag{6.15}$$

Wielkość n_Θ jest uogólnionym, ale teraz zależnym od temperatury, parametrem imperfekcji, przy czym wykładnik α dla temperatur mieszczących się w przedziale 300°C ≤ Θ_a ≤ 600°C i dla krzywych wyboczeniowych określonych identycznie jak w temperaturze pokojowej (przez parametr imperfekcji n), ma wartości zebrane w tab. 6.1. Prezentowaną powyżej metodykę postępowania autor niniejszego opracowania stosuje wraz z M. Gwoździem w pracy [62].

Tabela 6.1

Współczynniki α dla różnych krzywych wyboczeniowych według [148]

Krzywa wyboczeniowa	*a*	*b*	*c*
n (według [245])	2,0	1,6	1,2
α	0,56	0,44	0,30

Interesująca z punktu widzenia poznawczego wydaje się również alternatywna koncepcja M. Giżejowskiego, który w pracy [58] proponuje zamianę podejścia opartego na idei modułu stycznego na, jego zdaniem, bardziej adekwatny *moduł wzmocnienia plastycznego*, określony jak dla modelu *Ludwika*.

Jak widać, istotny wpływ na nośność elementów ściskanych w warunkach pożaru mają zależne od temperatury Θ_a moduł sprężystości podłużnej $E_{a,\Theta}$ oraz współczynnik niestateczności χ_{fi} (w ujęciu normy [245] φ_Θ). Z tego względu zastosowanie wprost zależności (5.15) do wyznaczenia temperatury krytycznej $\Theta_{a,cr}$ prowadzi do niemiarodajnych oszacowań.

6.3. ELEMENTY ZGINANE ZABEZPIECZONE PRZED ZWICHRZENIEM

Rozważania zawarte w tym rozdziale dotyczą belek stalowych, podpartych w sposób zapewniający w razie pożaru ich nieskrępowane wydłużenie i obroty w węzłach. Jakiekolwiek ograniczenia swobody odkształceń termicznych skutkują bowiem zawsze indukowaniem się dodatkowych sił wewnętrznych, wpływających w sposób zasadniczy na trwałość pożarową analizowanych elementów konstrukcji.

Obliczeniowa nośność przekroju belki przy równomiernym rozkładzie temperatury Θ_a jest określona wzorem:

$$M_{fi,\Theta,Rd} = W_y \frac{f_{y,\Theta}}{\gamma_{M,fi}} = W_y f_{d,\Theta} = W_y k_{y,\Theta} f_d = k_{y,\Theta} M_{Rd} \frac{\gamma_M}{\gamma_{M,fi}} \tag{6.16}$$

przy czym w przypadku elementów o przekrojach klasy 1 lub 2 $W_y = W_{pl}$, natomiast dla przekrojów klasy 3 $W_y = W_{el}$ (w normie PN-EN 1993-1-2/4.2.3.4(1) [252] w tej sytuacji stosuje się niepoprawne oznaczenie $M_{fi,t,Rd}$). Sposób wyznaczania nośności w pożarze belek o przekrojach klasy 4 został przedstawiony w rozdziale 6.5. W powyższych zależnościach przez M_{Rd} oznaczono nośność przekroju na zginanie określaną w temperaturze pokojowej, w szczególności $M_{Rd} = W_{pl} f_y/\gamma_M$ dla przekrojów klasy 1 i 2 oraz $M_{Rd} = W_{pl} f_y/\gamma_M$ dla przekrojów klasy 3. Wielkości W_{pl} i W_{el} opisują stałe w czasie pożaru (tylko przy symetrycznym rozkładzie Θ_a), a więc wyznaczane w warunkach podstawowej sytuacji projektowej, wartości wskaźnika wytrzymałości, odpowiednio plastycznej i sprężystej. Z uwagi na to, że miarodajny efekt działania kombinacji obciążeń zewnętrznych $E_{fi,d,t} = M_{fi,Ed}$ jest w tego typu belkach stały w czasie pożaru, f_y, trwałość pożarową można wyznaczać bezpośrednio z zależności (5.15), jeśli tylko towarzysząca siła poprzeczna $V_{fi,Ed}$ jest na tyle mała, że jej interakcja z momentem zginającym $M_{fi,Ed}$ może być pominięta [114, 118]. Trzeba jednak zwrócić uwagę, że o ile w przypadku belek o przekrojach klasyfikowanych do klasy 2 lub 3 wartość siły poprzecznej $V_{fi,Ed}$ ustalana jest według klasycznej analizy sprężystej, o tyle dla belek o przekrojach klasy 1 należy dodatkowo uwzględnić zmiany jej rozkładu na długości elementu będące konsekwencją plastycznej redystrybucji momentów.

Parametr $k_{y,\Theta}$ jest współczynnikiem proporcjonalności także przy określaniu nośności przekroju poddanego w warunkach pożaru czystemu ścinaniu. Zachodzi bowiem:

$$V_{fi,\Theta,Rd} = k_{y,\Theta}\, V_{Rd}\, \frac{\gamma_M}{\gamma_{M,fi}} \tag{6.17}$$

gdzie $V_{Rd} = A_v\, f_y \big/ \sqrt{3}$ jest analogiczną nośnością ustalaną w temperaturze pokojowej, A_v częścią przekroju poprzecznego przenoszącą ścinanie. Zależność (6.17) można stosować również przy nierównomiernym rozkładzie temperatury Θ_a w przekroju poprzecznym elementu. Wtedy jednak symbol $V_{fi,\Theta,Rd}$ należy zamienić na $V_{fi,t,Rd}$, a współczynnik $k_{y,\Theta}$ na $k_{y,\Theta,web}$ związany z uśrednioną temperaturą środnika.

Nośność przekroju zginanego przy nierównomiernym rozkładzie temperatury Θ_a, czyli $M_{fi,t,Rd}$, wyznacza się dzieląc jego całkowitą powierzchnię A na elementarne powierzchnie A_i, którym można przypisać stałą temperaturę $\Theta_{a,i}$. W normach [230] i [252] podaje się sposób obliczania tej nośności dostosowany jedynie do belek o przekrojach klasy 1 lub 2:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^{n} A_i\, z_i\, k_{y,\Theta,i}\, \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \tag{6.18}$$

gdzie z_i jest odległością środka ciężkości elementarnej powierzchni A_i od plastycznej osi obojętnej, natomiast $f_{y,i}$ nominalną (odniesioną do temperatury pokojowej) granicą plastyczności stali w elementarnym polu A_i, wraz z przypisanym do niej znakiem w zależności od położenia tego pola względem osi obojętnej (dodatnia po stronie ściskanej, ujemna po stronie rozciąganej). Powyższe określenie wielkości $f_{y,i}$ budzi wątpliwości. Wytrzymałość ze swej natury jest bowiem zawsze dodatnia. Nie można również mówić o ujemnych odległościach z_i. Pozostaje zatem traktowanie powierzchni A_i w zależności od ich położenia jako odpowiednio dodatnich lub ujemnych [45]. Położenie plastycznej osi obojętnej wyznacza się z warunku równowagi naprężeń względem osi poziomej $\sum_{i=1}^{n} A_i\, k_{y,\Theta,i}\, f_{y,i} = 0$, który po przypisaniu odpowiedniego znaku do powierzchni A_i sprowadza się do postaci:

$$\sum_{i=1}^{n} A_i\, k_{y,\Theta,i} = 0 \tag{6.19}$$

Pominięte przez cytowaną powyżej normę analogiczne postępowanie opracowane dla belek o przekrojach klasy 3 musi uwzględniać zmienność w czasie pożaru momentu bezwładności $I_{el,t}$. Można przyjąć, że jeżeli powierzchnie A_i będą rozważane z odpowiednim znakiem, zależnym od ich położenia względem sprężystej osi obojętnej, to w określonej chwili t_{fi} sztywność giętną elementu wyrazi formuła:

$$E_{a,\Theta}\, I_{el,t} = \sum_{i=1}^{n} A_i\, z_i^2 k_{E,\Theta,i}\, E_a = E_a \sum_{i=1}^{n} A_i\, z_i^2 k_{E,\Theta,i} \tag{6.20}$$

Położenie sprężystej osi obojętnej przekroju wyznacza się z zależności:

$$\sum_{i=1}^{n} A_i \left(\left|y_i - y\right|\right) k_{E,\Theta,i} = 0 \rightarrow y \tag{6.21}$$

w której przez y_i oznaczono współrzędną środka ciężkości elementarnego pola A_i w dowolnym, arbitralnie przez projektanta ustalonym, kartezjańskim układzie współrzędnych (oś pozioma takiego układu najczęściej zawiera dolną krawędź przekroju belki). Otrzymana w rezultacie wartość y jest współrzędną sprężystej osi obojętnej przekroju w tym samym układzie współrzędnych. Jej znajomość pozwala na określenie dla każdej powierzchni A_i odległości $z_i = |y_i - y|$.

Ponieważ miarodajny efekt kombinacji obciążeń zewnętrznych, wyrażony przez moment zginający $E_{fi,d,t} = M_{fi,Ed}$, nie zależy od czasu t_{fi}, ocena trwałości pożarowej w takim przypadku sprowadza się do sprawdzenia, czy w najbardziej wytężonym polu A_i naprężenia nie osiągnęły granicy plastyczności $f_{y,\Theta,i}$:

$$\frac{M_{fi,Ed}\, z_i}{I_{el,t}} = \frac{M_{fi,Ed}}{W_{el,t}} \le k_{y,\Theta,i}\, f_y \tag{6.22}$$

Podejściem zalecanym przez normy [230] i [252] w przypadku nierównomiernego rozkładu temperatury Θ_a w elementach o przekroju klasy 3 jest zastosowanie formuły uproszczonej (w miejsce proponowanych powyżej zależności (6.20), (6.21) i (6.22)):

$$M_{fi,t,Rd} = \frac{M_{fi,\Theta,Rd}}{\kappa_1 \kappa_2} = \frac{k_{y,\Theta} W_{el} f_y}{\kappa_1 \kappa_2 \gamma_{M,fi}} \leq M_{Rd} \tag{6.23}$$

gdzie M_{Rd} jest nośnością określaną w podstawowej sytuacji projektowej. Oznacza to, że w takim ujęciu wskaźnik wytrzymałości W_{el} ustala się jak dla temperatury pokojowej. Jego wartość nie ulega zatem zmianie przez cały czas pożaru. Wpływ nierównomiernego rozkładu temperatury w belce ujmują szacunkowo parametry κ_1 i κ_2, zwane (zdaniem autora niniejszego opracowania niezbyt fortunnie) *współczynnikami przystosowania* (*adaptation factors*), w szczególności:

– współczynnik κ_1 wynika z różnych warunków ekspozycji ogniowej, przy czym:
  - $\kappa_1 = 1{,}0$ – gdy belka jest poddana bezpośredniemu działaniu ognia (eksponowana) ze wszystkich czterech stron, zarówno w przypadku istnienia, jak i braku izolacji termicznej chroniącej element,
  - $\kappa_1 = 0{,}85$ – gdy belka jest osłonięta przed ogniem z trzech stron za pomocą odpowiedniej izolacji termicznej, od góry natomiast styka się z żelbetową płytą stropową,
  - $\kappa_1 = 0{,}7$ – gdy belka nieosłonięta przed ogniem (bez izolacji termicznej), styka się od góry z żelbetową płytą stropową;

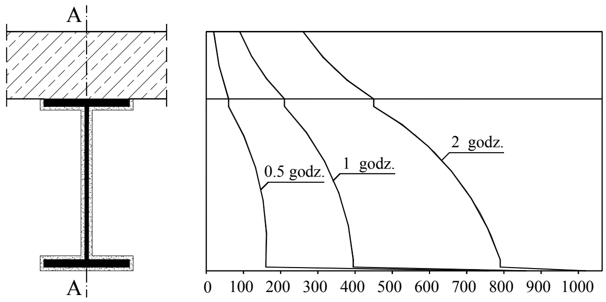
– współczynnik κ_2 wynika z nierównomiernego rozkładu temperatury Θ_a na długości belki (temperatura stali w pobliżu podpór jest z reguły niższa niż w przęśle), przy czym:
  - $\kappa_{12} = 0{,}85$ – na podporach belek statycznie niewyznaczalnych,
  - $\kappa_1 = 1{,}0$ – we wszystkich pozostałych przypadkach.

Należy zaznaczyć, że zmniejszone wartości współczynnika κ_1 nie wynikają z faktu słabszej ekspozycji ogniowej belki (z trzech, a nie z czterech stron). Ten efekt w pełni bowiem ujmuje wskaźnik ekspozycji A_m/V. Przyczyną obniżenia nośności jest w tym przypadku jedynie szybsze stygnięcie górnej półki przekroju belki na skutek dodatkowego oddawania ciepła do płyty stropowej.

Analogiczne podejście uproszczone może być, zgodnie z zaleceniami norm [230] i [252], stosowane również dla belek o przekrojach klasy 1 lub 2. W formule (6.23) należy jedynie zamienić W_{el} na W_{pl}. Skutkuje to także odpowiednią korektą nośności M_{Rd}. Wartości współczynników κ_1 i κ_2 pozostają identyczne. Trzeba jednak podkreślić, że w tym przypadku, zgodnie z intencją normodawcy, podstawowym sposobem obliczeń jest dająca znacznie precyzyjniejsze oszacowania zależność (6.18).

Podejście opisane formułą (6.23) zostało poddane krytyce przez autora niniejszego opracowania w pracach [113] i [117]. Otrzymana w ten sposób nośność przekroju zginanego w pożarze $M_{fi,t,Rd} = M_{fi,t,Rd}(t_{fi})$ nie zależy bowiem w ogóle od rzeczywistego rozkładu temperatury $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$. Można przypuszczać, że wartość współczynnika κ_1 została dobrana jedynie szacunkowo, przy założeniu uśrednionych parametrów ekspozycji ogniowej. Nierównomierny rozkład temperatury Θ_a

w zginanym przekroju poprzecznym jest charakterystyczny głównie dla belek stropowych. Pomimo wyrównanej temperatury gazów spalinowych Θ_g w całej strefie pożarowej ich górna półka jest na ogół nieco chłodniejsza w stosunku do reszty przekroju na skutek bezpośredniego sąsiedztwa z żelbetową płytą stropową o dużej pojemności cieplnej. Zmiany wartości temperatur stali po różnym czasie nagrzewania, uzyskane przez Z. Laskowską i M. Kosiorka [93] w próbie laboratoryjnej (w warunkach odpowiadających przebiegowi modelowego pożaru standardowego) dla tego typu belki, zabezpieczonej przed wpływem ognia izolacją typu konturowego, pokazano na rys. 6.3.



Rys. 6.3 Rozkład temperatury stali w przekroju izolowanej belki stropowej według [93]

Autor niniejszego opracowania [113, 117] proponuje, aby taki nierównomierny rozkład temperatury aproksymować rozkładem skonstruowanym zgodnie z rys. 6.4. Przyjmuje się stałe temperatury w półkach równe maksymalnym temperaturom w nich występującym, w szczególności $\Theta_{a1} = \Theta_a$ w dolnej i $\Theta_{a2} = \Theta_a/\eta < \Theta_a$ w górnej (a zatem $\eta = \Theta_{a1}/\Theta_{a2}$). Temperatura w środniku zmienia się liniowo od Θ_{a1} do Θ_{a2}. Wyznaczenie nośności obciążonego w ten sposób przekroju belki jest równoważne zadaniu obliczenia nośności równomiernie ogrzanego zastępczego przekroju monosymetrycznego. Załóżmy, że analizowany przekrój bisymetryczny należy do klasy 1 lub 2, a więc możliwe jest jego uplastycznienie w stanie granicznym nośności ogniowej bez obawy o wcześniejszą utratę stateczności miejscowej. Wskaźnik zginania plastycznego tak określonego zastępczego przekroju monosymetrycznego W_{pl}^* wynosi:

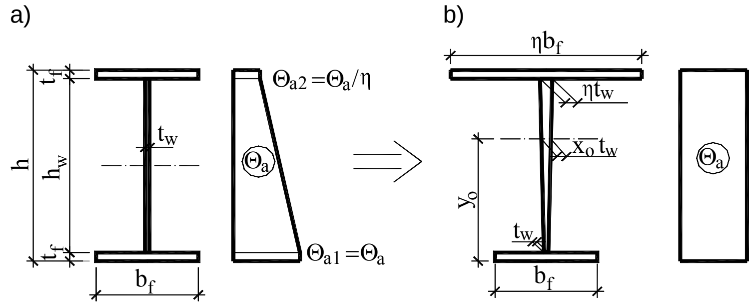
$$W_{pl}^* = A_f\left[\eta C_1 + C_2 + (\eta - 1)\frac{t_f}{2}\right] + \frac{t_w}{6}\left[(2\eta + x_0)\,C_1^2 + (2 + x_0)\,C_2^2\right] \tag{6.24}$$

przy czym t_w, t_f, według rys. 6.4, $A_f = b_f t_f$ – pole pojedynczej półki wyjściowego przekroju bisymetrycznego, $C_1 = h - y_0 - t_f$, $C_2 = y_0 - t_f$. Położenie osi obojętnej y_0 wyznacza się z zależności (A jest powierzchnią wyjściowego przekroju poprzecznego):

$$y_0 = \frac{(2h - t_f)(\eta - 1)(A + A_f) + 3Ah}{3A(\eta + 1)} \tag{6.25}$$

a odpowiadającą jej grubość środnika przekroju zastępczego $x_0 t_w$:

$$x_0 t_w = \left[1 + \frac{(\eta - 1) C_2}{h - 2t_f} \right] t_w \tag{6.26}$$

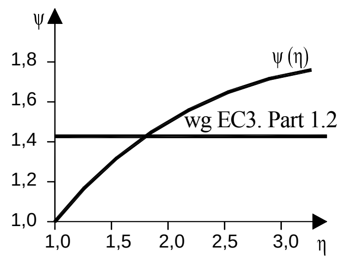


Rys. 6.4. Bisymetryczny przekrój dwuteowy: a) obliczeniowy rozkład temperatury stali, b) odpowiadający mu przekrój zastępczy

Jeżeli nośność wyjściowego bisymetrycznego przekroju belki przy równomiernym rozkładzie temperatury o wartości Θ_a wyrazić przez $M_{fi,\Theta,Rd} = W_{pl} f_{y,\Theta}$, to jej zmiana na skutek sąsiedztwa masywnej płyty żelbetowej wyniesie:

$$\frac{M_{fi,t,Rd}}{M_{fi,\Theta,Rd}} = \frac{W_{pl}^* f_{y,\Theta}}{W_{pl} f_{y,\Theta}} = \frac{W_{pl}^*}{W_{pl}} = \psi \tag{6.27}$$

Oznacza to, że uwzględnienie gradientowego rozkładu temperatury w przekroju poprzecznym wykazuje ψ-krotne zwiększenie nośności przekroju.



Rys. 6.5. Zależność $\psi = \psi(\eta)$ określona dla IPE 300 według [113] i [117]

Przykładową zależność $\psi = \psi(\eta)$ wyznaczoną dla belki stropowej o przekroju IPE 300 pokazano na rys. 6.5. W celu porównania zaznaczono również wartość $1/\kappa_1 = 1/0{,}7 = 1{,}43$ (belka bez izolacji termicznej) wynikającą z formuły (6.23). Jak widać, różnice ilościowe są znaczne. Istotna jest także różnica jakościowa. Współczynnik κ_1 nie zależy od parametru η, co czyni oszacowania wynikające z norm [230] i [252] mało wiarygodne.

Nieco zbyt uproszczone wydaje się również podejście specyfikujące stałe wartości współczynnika κ_2, niezależnie od faktycznego rozkładu temperatury na długości belki (patrz (6.23)). Wpływ tego rodzaju niejednorodności obciążenia został omówiony bardziej szczegółowo w pracy [9]. Należy jednak zaznaczyć, że zagadnienie to jest bardziej istotne w projektowaniu słupów, których końce wskutek sąsiedztwa z żelbetowymi stropami, a także dzięki większej masie stali w obszarach przywęzłowych, są na ogół nieco chłodniejsze niż reszta elementu.

6.4. ELEMENTY ZGINANE NARAŻONE NA ZWICHRZENIE

Nośność elementów zginanych narażonych na zwichrzenie ustala się w sposób analogiczny jak w przypadku obliczeń przeprowadzanych w temperaturze pokojowej, pod warunkiem uwzględnienia odpowiednio zredukowanych na skutek pożaru wartości granicy plastyczności $f_{y,\Theta}$ i modułu sprężystości podłużnej $E_{a,\Theta}$. W ujęciu proponowanym w normach [230] i [252] obliczeniowa nośność takiej belki wyraża się wzorem:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_y k_{y,\Theta,com} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \tag{6.28}$$

przy czym wskaźnik wytrzymałości W_y wynosi odpowiednio: $W_{pl,y}$ w przypadku elementów o przekrojach klasy 1 lub 2 oraz $W_{el,y}$ dla przekrojów klasy 3. Współczynnik $k_{y,\Theta,com}$ należy odnosić do stali pasa ściskanego i najwyższej temperatury $\Theta_{a,com}$ osiągniętej w tym pasie w całym czasie trwania pożaru. Można przyjmować równomierny rozkład temperatury stali o wartości $\Theta_a = \Theta_{a,com}$ w całym przekroju poprzecznym, co jednak nie zawsze jest bezpieczne. Parametr $\chi_{LT,fi}$ jest *współczynnikiem zwichrzenia w pożarowej sytuacji projektowej*, wyznaczanym zgodnie z formułą:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\Theta,com} + \sqrt{\phi^2_{LT,\Theta,com} - \bar{\lambda}^2_{LT,\Theta,com}}} \tag{6.29}$$

gdzie:

$$\phi_{LT,\Theta,com} = 0{,}5\left(1 + \alpha\bar{\lambda}_{LT,\Theta,com} + \bar{\lambda}^2_{LT,\Theta,com}\right) \quad \text{oraz} \quad \alpha = 0{,}65\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6.30}$$

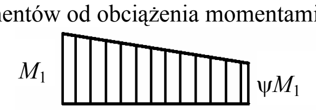
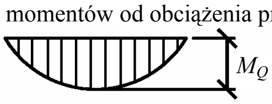
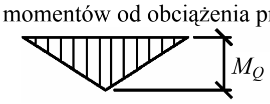
natomiast miarodajna smukłość względna ($\overline{\lambda}_{LT}$ jest analogiczną smukłością wyznaczaną zgodnie z regułami obliczeń bez uwzględniania sytuacji pożaru):

$$\overline{\lambda}_{LT,\Theta,com} = \sqrt{\frac{k_{y,\Theta,com}}{k_{E,\Theta,com}}}\,\overline{\lambda}_{LT} \tag{6.31}$$

Tak obliczona nośność nie może być mniejsza niż stały w czasie pożaru obliczeniowy efekt $E_{fi,d,t} = M_{fi,Ed}$. Należy podkreślić, że rezultat uzyskany przy zastosowaniu zależności (6.28) trzeba traktować jedynie jako bezpieczne (bo zaniżone) oszacowanie rzeczywistej nośności $M_{b,fi,t,Rd}$. W podejściu tym nie uwzględnia się bowiem wpływu, jaki na poszukiwaną wartość ma rozkład momentu zginającego pomiędzy bocznymi stężeniami belki (efekt ten jest brany pod uwagę w klasycznych obliczeniach według PN-EN 1993-1-1 [251]). Trzeba również zauważyć, że zgodnie ze wzorem (6.29) współczynnik $\chi_{LT,fi}$ określany jest dla ujednoliconej krzywej wyboczeniowej (parametr α nie zależy od kształtu przekroju poprzecznego analizowanego elementu), zdefiniowanej specjalnie dla warunków pożaru (analogicznie jak w przypadku elementów osiowo ściskanych), nie zaś dla krzywej typowej w tego typu analizie przeprowadzanej w podstawowej sytuacji projektowej. Trzecią istotną różnicą jest nieco inna postać wyrażenia określającego wartość $\phi_{LT,\Theta,com}$ (w temperaturze pokojowej przy wyznaczaniu analogicznej wielkości ϕ_{LT} występuje dodatkowo próg 0,20).

Tabela 6.2

Wartości współczynnika redukcyjnego k_c przy różnych obciążeniach belki według propozycji [200]

Wykres momentów zginających $M_{fi,Ed}$	k_c
Wykres momentów od obciążenia momentami podporowymi  $-1 \le \psi \le 1$	$0{,}6 + 0{,}3\psi + 0{,}15\psi^2 \le 1$
Wykres momentów od obciążenia przęsłowego 	0,91
Wykres momentów od obciążenia przęsłowego 	0,79
Inne wykresy momentów zginających na długości belki	1,00

Zmieniona w stosunku do podejścia klasycznego postać wzorów (6.30) została zaproponowana na podstawie reprezentatywnych badań, zarówno eksperymentalnych, jak i modelowych, przeprowadzonych przez J.M. Franssena oraz P.M.M. Vila Real z zespołem [160, 196, 197, 199]. Uwzględniono również wcześniejsze prace C.G. Baileya, I.W. Burgessa i R.J. Planka [7]. Pewne nowe propozycje wynikają z rozważań R.B. Dharmy i T. Kang-Haia [31].

Projektant może już także brać pod uwagę zależność nośności $M_{b,fi,t,Rd}$ od kształtu wykresu momentów zginających na długości belki. W najnowszym opracowaniu [200] jego autorzy postulują modyfikację współczynnika $\chi_{LT,fi}$ z wykorzystaniem parametru f, którego wartość zależy od rodzaju obciążenia belki. Takie postępowanie jest uogólnieniem znowelizowanej metodyki obliczeń zalecanej obecnie przez normy [229] i [251]. W szczególności:

$$\chi_{LT,fi,\mathrm{mod}} = \frac{\chi_{LT,fi}}{f}, \quad \text{przy czym} \quad f = 1 - 0{,}5(1 - k_c) \tag{6.32}$$

Wielkość k_c jest tu współczynnikiem korekcyjnym o wartościach zebranych w tab. 6.2.

Niezwykle istotnym czynnikiem determinującym nośność belki narażonej na zwichrzenie w warunkach pożaru jest rozkład temperatury elementu, zarówno w poszczególnych przekrojach poprzecznych, jak i na całej jego długości. Każda niejednorodność obciążenia termicznego implikuje tu bowiem dodatkowe zagrożenia wystąpienia wszelkiego rodzaju przestrzennych form niestateczności. Zachowanie ogrzanego w ten sposób elementu o przekroju bisymetrycznym, na skutek braku symetrii obciążenia, jest statycznie i kinematycznie równoważne pracy elementu o równomiernej temperaturze, z jedną lub nawet bez żadnej osi symetrii, co zasadniczo redukuje rzeczywiste możliwości przenoszenia przyłożonych do niego pozostałych obciążeń zewnętrznych. Tego typu niekorzystne efekty, w odniesieniu do normowych [230] zasad postępowania, analizowane są w pracy [207].

Ekstrapolacja podejścia w normach [230] i [252], ujmującego wpływ pożaru jedynie poprzez odpowiednią korektę typowych formuł stosowanych w analogicznych obliczeniach przeprowadzanych w temperaturze pokojowej, jest w pewnym zakresie możliwa także w odniesieniu do przepisów normy PN-90/B-03200 [245]. Dotyczy to zwłaszcza sposobu wyznaczania określanego dla warunków pożaru współczynnika zwichrzenia $\varphi_{L,\Theta}$, zgodnie ze wzorem:

$$\varphi_{L,\Theta} = \left(1 + \bar{\lambda}_{L,\Theta}^{2n}\right)^{-\frac{1}{n}} \tag{6.33}$$

Jeżeli zaniedbać zależność od temperatury współczynnika Poissona ν (w rzeczywistości wolno rośnie wraz ze wzrostem Θ_a, osiągając wartość zbliżoną do $\nu = 0{,}4$ dopiero przy $\Theta_a \approx 800°C$ [18]), to dla przekroju bisymetrycznego łatwo wykazać, że w prostych przypadkach obliczeniowych zachodzi:

$$M_{cr,\Theta} = k_{E,\Theta}\, M_{cr} \tag{6.34}$$

a zatem dla $M_{R,\Theta} = k_{y,\Theta} M_R$:

$$\bar{\lambda}_{L,\Theta} = 1{,}15\sqrt{\frac{M_{R,\Theta}}{M_{cr,\Theta}}} = 1{,}15\sqrt{\frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}}}\sqrt{\frac{M_R}{M_{cr}}} = \frac{\bar{\lambda}_L}{\psi} \tag{6.35}$$

gdzie $\psi = \sqrt{k_{E,\Theta}/k_{y,\Theta}}$ (analogicznie do wzoru (6.9)). Pewną trudność sprawia jednak wiarygodny dobór kształtu krzywej wyboczeniowej odpowiedniej dla sytuacji pożarowej. Jest on determinowany przez parametr imperfekcji n, będący wykładnikiem potęgi we wzorze (6.33). Analogia do koncepcji zawartej w normach [230] i [252] sugeruje tu stosowanie jednolitej wartości n = 1,2, czyli krzywej wyboczeniowej c zamiast a_0, niezależnie od kształtu przekroju poprzecznego. Wniosek taki trzeba jednak uznać za przedwczesny, na gruncie krajowym brak bowiem jakichkolwiek wyników badań doświadczalnych potwierdzających taką tezę.

6.5. TRWAŁOŚĆ POŻAROWA ELEMENTÓW O PRZEKROJACH KLASY 4

Określenie miarodajnej w sytuacji pożaru nośności elementów o przekrojach klasy 4 jest trudne. Trzeba bowiem uwzględnić różnego rodzaju ograniczenia wynikające z zagrożenia lokalną utratą stateczności na skutek dużej smukłości płytowej elementów ich przekroju poprzecznego, możliwość pracy nadkrytycznej, a także zmiany właściwości stali spowodowane zgniotem w strefach gięcia blach podczas ich formowania. Z tego powodu analiza trwałości pożarowej sprowadza się w tym przypadku do możliwie precyzyjnego określenia w każdej chwili pożaru t_{fi} pola temperatury $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$. Wiarygodne mapy temperatur uzyskuje się tu na ogół z pomocą komputerowych metod analizy termicznej. Dość zgrubne, ale niezastąpione w razie braku dostępu do odpowiednich programów numerycznych, oszacowanie temperatury Θ_a można otrzymać także przy zastosowaniu podejścia opisanego w rozdziale 5. Warunek bezpieczeństwa sprowadza się dla tych elementów do porównania temperatur $\Theta_a(t_{fi}) = \Theta_{a,\max}(t_{fi}) \le \Theta_{a,cr}$ (patrz wzór (5.2)). Wielkość $\Theta_{a,\max}$ kojarzy się z maksymalną temperaturą stali w przekroju poprzecznym. Krytyczną wartość $\Theta_{a,cr}$ pozostawiono do ustalenia narodowym komitetom normalizacyjnym, zalecając przyjmowanie $\Theta_{a,cr}$ = 350°C. Ustalenia normy [252] są zgodne z powyższym zaleceniem.

Wiarygodna prognoza zachowania się w pożarze cienkościennych elementów stalowych powinna być jednak oparta na bardziej szczegółowej analizie. W miarę pełne omówienie problemu wymaga jednak w tym przypadku przygotowania odrębnego, obszernego opracowania. Z tego powodu zagadnienia te nie zostały włączone do niniejszej monografii. Ze swej strony autor pragnie polecić podejmujące tę problematykę liczne artykuły zespołu Brytyjczyków: M. Fenga, Y.C. Wanga oraz J.M. Davisa, a także prace A. Heidapoura i M.A. Bradforda z Sydney, O. Kaitili z Helsinek oraz M. Knoblocha i M. Fontany z Zurichu.

6.6. UOGÓLNIONY WARUNEK BEZPIECZEŃSTWA W ZŁOŻONYCH STANACH OBCIĄŻENIA

Zależności umożliwiające analizę bezpieczeństwa takich elementów konstrukcji, które poddane są interakcji różnych form obciążenia, formułowane są w normach projektowania z reguły w sposób uwikłany. Oznacza to brak możliwości wydzielenia z ogólnego wzoru miarodajnego, obliczeniowego efektu działania $E_{fi,\,d,\,t}$, a także porównywanej z nim obliczeniowej nośności $R_{fi,\,d,\,t}$. Na ogół jednak ich struktura dobierana jest w taki sposób, aby wyczerpanie możliwości przenoszenia przyłożonych do elementu obciążeń następowało po osiągnięciu przez lewą stronę warunku bezpieczeństwa, oznaczaną w dalszych rozważaniach symbolem ρ, wartości 1,0. Wartość ρ jest w takim ujęciu miarą wytężenia elementu. W sytuacji pożaru, po uwzględnieniu odpowiedniej redukcji mechanicznych właściwości stali, a także zależności od temperatury Θ_a wszelkiego rodzaju współczynników determinujących nośność elementu (w szczególności współczynników niestateczności), globalny warunek bezpieczeństwa autor niniejszego opracowania proponuje wyrażać w postaci [128]:

$$\rho\left(t_{fi}\right) \le 1 \tag{6.36}$$

Pozwala on na wyznaczenie poszukiwanej trwałości pożarowej $t_{fi,\,d}$, zachodzi bowiem $\rho(t_{fi} = t_{fi,\,d}) = 1$.

Przykładowo problematyka interakcji momentu zginającego i siły poprzecznej została dla warunków pożaru podjęta przez autora niniejszej monografii w pracach [113] i [117]. Wykazano tam, że niejednorodność rozkładu temperatury w przekroju elementu nie powoduje istotnej zmiany kształtu krzywych interakcji. Zwiększenie wartości parametru η (rys. 6.4) w ustalonej temperaturze Θ_a „podnosi" jedynie odpowiednią krzywą, co jest wynikiem rezerwy nośności opisanej przez parametr $\psi = \psi(\eta)$ (patrz wzór (6.27)). Stąd wniosek, że do oceny wpływu siły poprzecznej przy nierównomiernym rozkładzie temperatury wystarczy posłużyć się krzywą interakcji wyznaczoną dla przypadku równomiernego ogrzania belki, dokonując w nich jedynie ψ-krotnego zwiększenia stosunku $(f_{d,\,\Theta}/f_d) = k_{y,\,\Theta}$. Krzywe interakcji M–V były badane również przez B. Kowolika i W. Skowrońskiego [89]. Do analizy zastosowano model stali zaproponowany przez drugiego z autorów (patrz formuły (4,35)÷(4,38)) i uwzględniający zjawisko pełzania. W takim ujęciu rozkłady naprężeń normalnych σ i stycznych τ zależą nie tylko od temperatury Θ_a, ale także od prędkości jej wzrostu $\dot{\Theta}_a$. Tego typu rozważania wymagają jednak obliczeń komputerowych.

6.7. ELEMENTY ZGINANE I ŚCISKANE

Przykładem zastosowania zależności (6.36) w analizie trwałości pożarowej elementów konstrukcji stalowej jest analiza przypadku równoczesnego zginania i ściskania. W ujęciu norm [230] i [252] w takiej sytuacji, przy dwukierunkowym zginaniu, należy posłużyć się wzorami:

$$\rho(t_{fi}) = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi} A k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \tag{6.37}$$

$$\rho(t_{fi}) = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_y k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \tag{6.38}$$

przy czym wskaźniki wytrzymałości przekroju W_y i W_z są równe odpowiednio: $W_{pl,y}$ i $W_{pl,z}$ dla elementów o przekrojach klasy 1 lub 2 oraz $W_{el,y}$ i $W_{el,z}$ w przypadku przekrojów klasy 3. Parametr $\chi_{\min,fi} = \min(\chi_{y,fi},\ \chi_{z,fi})$ jest minimalnym współczynnikiem wyboczenia, natomiast $\chi_{z,fi}$ współczynnikiem wyboczenia względem osi z (oba współczynniki wyznacza się zgodnie ze wzorem (6.6)), $\chi_{LT,fi}$ jest współczynnikiem zwichrzenia w sytuacji pożarowej, zdefiniowanym w zależności (6.29). Wartości $N_{fi,Ed}$ oraz $M_{y,fi,Ed}$ i $M_{z,fi,Ed}$ wyrażają obliczeniowy efekt działania miarodajnej kombinacji obciążeń zewnętrznych. Ponadto:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \tag{6.39}$$

oraz:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \quad \text{i} \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \tag{6.40}$$

gdzie:

$$\mu_{LT} = 0{,}15\bar{\lambda}_{z,\Theta}\,\beta_{M,LT} - 0{,}15 \leq 0{,}9 \tag{6.41}$$

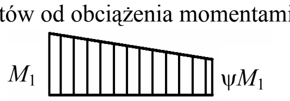
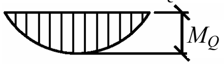
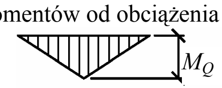
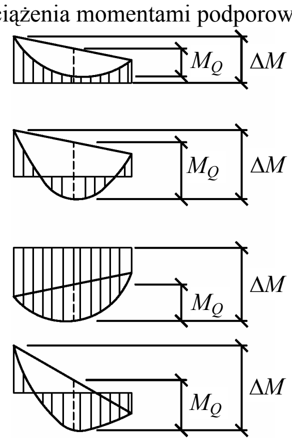
$$\mu_y = \left(1{,}2\beta_{M,y} - 3\right)\bar{\lambda}_{y,\Theta} + 0{,}44\beta_{M,y} - 0{,}29 \leq 0{,}8 \tag{6.42}$$

$$\mu_z = \left(2\beta_{M,z} - 5\right)\bar{\lambda}_{z,\Theta} + 0{,}44\beta_{M,z} - 0{,}29 \leq 0{,}8 \qquad \text{przy czym} \qquad \bar{\lambda}_{z,\Theta} \leq 1{,}1 \tag{6.43}$$

Wielkości $\bar{\lambda}_{y,\Theta}$ i $\bar{\lambda}_{z,\Theta}$ są odpowiednimi smukłościami względnymi (patrz wzór (6.8)). Wartości *współczynników momentu równoważnego* β_M (różnice pomiędzy $\beta_{M,LT}$ a $\beta_{M,y}$ i $\beta_{M,z}$ wynikają z różnych kształtów wykresu momentu zginającego na długości miarodajnej do obliczeń) zestawiono w tab. 6.3. W najnowszej edycji normy PN-EN 1993-1-2 [252] z niewiadomych przyczyn pominięto wyjaśnienie symboli k_y (6.40) i μ_{LT} (6.41).

Tabela 6.3

Współczynniki momentu równoważnego β_M według norm [230] i [252]

Wykres momentów zginających $M_{fi,Ed}$	β_M
Wykres momentów od obciążenia momentami podporowymi  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1{,}8 - 0{,}7\psi$
Wykres momentów od obciążenia przęsłowego 	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$
Wykres momentów od obciążenia przęsłowego 	$\beta_{M,Q} = 1{,}4$
Wykresy momentów od obciążenia przęsłowego i obciążenia momentami podporowymi 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}\left(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi}\right)$ M_Q = |max$M$| tylko od obciążenia przęsłowego, ΔM = |max$M$|, gdy wykres momentów nie zmienia znaku, ΔM = |max$M$| + |min$M$|, gdy wykres momentów zmienia znak

Należy zauważyć, że zaprezentowane powyżej podejście nie wynika z prostego uogólnienia zależności zalecanych obecnie przez normę PN-EN 1993-1-1 [251] (za normą [229]) do stosowania w analogicznych obliczeniach przeprowadzanych w temperaturze pokojowej. Wzory od (6.37) do (6.43) stanowią bowiem rozwinięcie odmiennej metodyki analizy, postulowanej wcześniej w tekście ENV 1993-1-1. Zmiana zasad postępowania dokonana w normie [229] nie może w żadnym razie oznaczać natychmiastowej i niejako automatycznej zmiany w zaleceniach dotyczących wyjątkowej sytuacji pożaru. Za proponowanymi formułami musi stać odpowiednia weryfikacja doświadczalna. Tak jest w istocie jedynie w odniesieniu do reguł zamieszczonych w normie PN-EN 1993-1-2 [252] (za normą [230]), dla których wykazano, że uzyskane po ich stosowaniu wyniki są w wystarczającym stopniu zgodne z rezultatami modelowania numerycznego [71, 104, 193, 198, 201, 208]. Znalazły one również potwierdzenie w eksperymencie [103]. Stosowanie w warunkach pożaru podejścia ujednoliconego ze znowelizowanymi zaleceniami normy [251] wydaje się zatem możliwe dopiero po przeprowadzeniu potwierdzających jego wiarygodność badań eksperymentalnych.

Metodyka obliczeń postulowana w normie PN-EN 1993-1-2 [252] różni się również od zasad postępowania, które wynikają z uogólnienia na przypadek pożaru odpowiednich formuł analitycznych zamieszczonych w aktualnie obowiązującej w kraju normie PN-90/B-03200 [245]. W takim ujęciu, przy dwukierunkowym zginaniu, warunki bezpieczeństwa mają postać:

$$\rho_{1,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\varphi_{y,\Theta} A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_y M_{y,fi,Ed}}{\varphi_{L,\Theta} W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_z M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \Delta_{y,\Theta} \le 1 \tag{6.44}$$

$$\rho_{2,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\varphi_{z,\Theta} A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_y M_{y,fi,Ed}}{\varphi_{L,\Theta} W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_z M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \Delta_{z,\Theta} \le 1 \tag{6.45}$$

gdzie:

$$\Delta_{y,\Theta} = 1{,}25 \varphi_{y,\Theta} \bar{\lambda}^2_{y,\Theta} \frac{\beta_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \frac{N_{fi,Ed}}{A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 0{,}1 \tag{6.46}$$

$$\Delta_{z,\Theta} = 1{,}25 \varphi_{z,\Theta} \bar{\lambda}^2_{z,\Theta} \frac{\beta_z M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{z,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \frac{N_{fi,Ed}}{A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 0{,}1 \tag{6.47}$$

przy czym dla elementów o przekrojach klasy 1 lub 2 $W_y = W_{pl,y}$ i $W_z = W_{pl,z}$, natomiast w przypadku przekrojów klasy 3 $W_y = W_{el,y}$ oraz $W_z = W_{el,z}$. Oś y jest osią „silną" przekroju, zaś oś z jego osią „słabą". Współczynniki niestateczności odnoszone do wyboczenia, $\varphi_{y,\Theta}$ oraz $\varphi_{z,\Theta}$, przyjmuje się według wzoru (6.11) albo zgodnie z sugestią autora niniejszego opracowania według (6.10), a w przypadku zwichrzenia $\varphi_{L,\Theta}$ na przykład na podstawie propozycji (6.33). Smukłości względne $\overline{\lambda}_{y,\Theta}$ i $\overline{\lambda}_{z,\Theta}$ wyznacza się według wzoru (6.8). Parametry charakterystyczne dla momentu równoważnego, $\beta_y M_{y,fi,Ed}$ i $\beta_z M_{z,fi,Ed}$, należy określać w sposób identyczny jak w obliczeniach przeprowadzanych w temperaturze pokojowej (posługując się tab. 12 zamieszczoną w normie [245]).

W przypadku gdy moment równoważny jest mniejszy niż maksymalny moment zginający, czyli $\beta M_{fi,Ed} < M_{fi,Ed}$, miarodajny może okazać się warunek wytrzymałości (uplastycznienie przekroju krytycznego):

$$\rho_{3,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{\varphi_{L,\Theta} W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{6.48}$$

Na konieczność dodatkowego rozważenia warunku (6.48) zwraca uwagę autor niniejszego opracowania w publikacjach [128, 129]. Należy zauważyć, że w metodyce obliczeń zalecanej w [252] warunki stateczności (7.9) i (7.10) są zawsze ostrzejsze.

W analizie tego ujęcia osobnego omówienia wymaga przypadek jednokierunkowego zginania ($M_{z,fi,Ed} = 0$). Formuły (6.44) i (6.45) sprowadzają się wtedy do warunków:

$$\rho_{1,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\varphi_{y,\Theta} A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_y M_{y,fi,Ed}}{\varphi_{L,\Theta} W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \Delta_{y,\Theta} \le 1 \tag{6.49}$$

$$\rho_{2,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\varphi_{z,\Theta} A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_y M_{y,fi,Ed}}{\varphi_{L,\Theta} W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{6.50}$$

co oznacza, że z uwagi na możliwość wystąpienia przestrzennych form niestateczności elementu, szczególnie niebezpieczna dla jego trwałości pożarowej, jest interakcja zginania względem osi y ze ściskaniem powodującym wyboczenie względem osi z, która jest „słabą" osią przekroju. Wprawdzie przy idealnym zabezpieczeniu elementu przed zwichrzeniem ($\varphi_{L,\Theta} = 1{,}0$) norma [245] zezwala na zastąpienie formuły (6.50) sprawdzeniem jedynie czystego ściskania:

$$\rho_{2,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\varphi_{z,\Theta}\, A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{6.51}$$

to jednak takie ułatwienie w przypadku pożaru musi budzić uzasadnione wątpliwości.

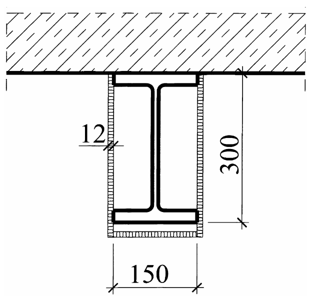
Wartości $\rho_1(t_{fi})$, $\rho_2(t_{fi})$ i $\rho_3(t_{fi})$ pozwalają na wyznaczenie trwałości pożarowej, odpowiednio $t_{fi,d,1}$, $t_{fi,d,2}$, $t_{fi,d,3}$. Miarodajny jest czas, który wystąpi najwcześniej.

7. PRACA ELEMENTÓW STALOWYCH W POŻARZE

7.1. BELKA ZE SWOBODĄ ODKSZTAŁCEŃ TERMICZNYCH

Termicznie indukowane odkształcenia elementów stalowych w pożarze są rezultatem rozszerzalności termicznej materiału. Każda forma ich skrępowania jest równoznaczna z kreacją w konstrukcji dodatkowych sił wewnętrznych, na ogół niekorzystnych z punktu widzenia pracy ustroju nośnego. Siły te nie powstaną w przypadku pełnej swobody wydłużeń analizowanego pręta, a także obrotów jego węzłów. W takiej sytuacji trwałość pożarowa elementu jest determinowana jedynie przez stopień redukcji właściwości mechanicznych stali, z której został wykonany. Dowodzi tego przykład opracowany dla prostej belki stropowej przez autora niniejszej monografii, dyskutowany w pracach [119] i [122].

Należy określić trwałość pożarową zabezpieczonej przed zwichrzeniem, swobodnie podpartej, równomiernie ogrzanej, belki stropowej o rozpiętości $L = 6{,}0$ m i przekroju IPE 300 ($h = 300$ mm, $b = 150$ mm, $A = 53{,}8$ cm^2, $W_{pl} = 2 \cdot 314{,}0 = 628{,}0$ cm^3), obciążonej równomiernie obciążeniem stałym i zmiennym o wartościach: $G_k = 8{,}0$ kN/m, $Q_k = 12{,}0$ kN/m. Belkę wykonano ze stali St3S (odpowiednik S235JRG2) o parametrach $f_d = 215$ MPa, $f_k = 235$ MPa. Wymagana odporność ogniowa $t_{fi,\,d,\,req} = 1$ h. Wybrano izolację przeciwogniową typu skrzynkowego, wykonaną z płyt z mineralnego kompozytu silikatowego grubości 12 mm, zapewniającą gwarantowaną klasę odporności ogniowej 60 min (R60, dawne F1). Parametry izolacji: gęstość $\rho_p = 870$ kg/m^3, przewodność cieplna $\lambda_p = 0{,}175$ W/(m·K), ciepło właściwe $c_p = 120$ J/(kg·K). Izolacja osłania belkę z trzech stron, a od góry jest ona osłonięta monolityczną płytą stropową (rys. 7.1). Wskaźnik masywności przekroju: $U/A = (2h + b)/A = 139{,}4$ m^{-1}.



Rys. 7.1. Izolowany przekrój IPE 300, dla którego w przykładzie wyznacza się czas $t_{fi,\,d}$

Prowadząc obliczenia zgodnie z przepisami normy PN-EN 1990 [249], przyjmuje się γ_G = 1,35 oraz γ_Q = 1,5. Belka przed rozgorzeniem pożaru przenosiła przyłożone obciążenie, gdyż:

$$M_{Sd} = (1{,}35 \cdot 8{,}0 + 1{,}5 \cdot 12{,}0) \cdot \frac{6{,}0^2}{8} = 129{,}6 \ \text{kNm},$$

$$M_{Rd} = 628{,}0 \cdot 10^{-6} \cdot 215 \cdot 10^3 = 135{,}0 \, \text{kNm} > 129{,}6 \, \text{kNm}.$$

Początkową nośność przekroju w pożarze $R_{fi,\,d,\,0}$ określa się na poziomie wytrzymałości charakterystycznej:

$$M_{R,\,fi,\,d,\,0} = 628{,}0 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3 = 147{,}6 \ \text{kNm},$$

a zatem, po wykorzystaniu współczynnika poprawkowego κ_1 = 0,7 [230, 252], uwzględniającego obniżenie temperatury półki górnej na skutek kontaktu z masywną płytą stropową

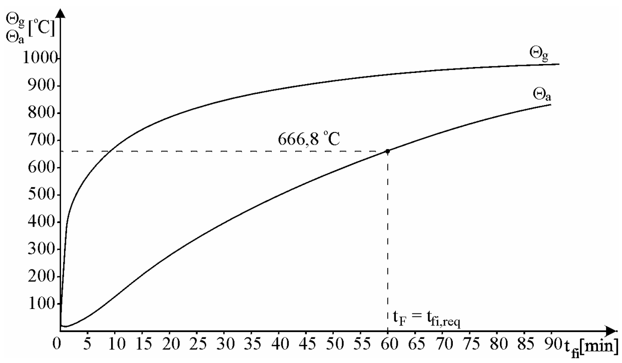
$$\mu = \frac{129{,}6 \cdot 0{,}7}{147{,}6} = 0{,}615.$$

Przyjmując γ_{GA} = 1,0 i ψ_{11} = 0,5, otrzymuje się

$$\eta_{fi} = \frac{1{,}0 \cdot 8{,}0 + 0{,}5 \cdot 12{,}0}{1{,}35 \cdot 8{,}0 + 1{,}5 \cdot 12{,}0} = 0{,}486 \text{, czyli } \mu_0 = 0{,}615 \cdot 0{,}486 = 0{,}299.$$

Temperatura krytyczna $\Theta_{a,\,cr}$ określona z zależności (5.15) wynosi zatem:

$$\Theta_{a,\,cr} = 39{,}19 \ln\left(\frac{1}{0{,}9674 \cdot 0{,}299^{3,833}} - 1\right) + 482 = 664{,}3 \ \ {}^\circ\text{C}.$$



Rys. 7.2. Zależność $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$ i odpowiadający jej wzrost temperatury stali $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$ w rozważanej belce

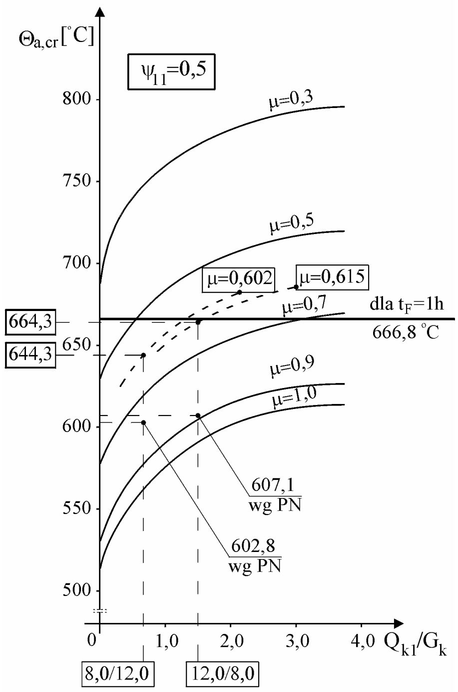
Wzrost temperatury gazów spalinowych przyjęto zgodnie z formułą (2.15) opisującą standardowy model pożaru. Odpowiadający mu przyrost temperatury stali $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$, wyznaczony według zależności (3.18), przedstawiono na rys. 7.2. Jak widać, po czasie $t_{fi,\,d,\,req}$ = 1 h temperatura stali osiągnie 666,8°C. Temperatura krytyczna zostanie osiągnięta o 3 s wcześniej, co z punktu widzenia bezpieczeństwa jest różnicą nieistotną.

Analiza tej samej belki, zgodnie z normą PN-82/B-02000 [241], prowadzi do ilościowo odmiennych wniosków. Przyjmując γ_G = 1,1 i γ_Q = 1,2, otrzymuje się μ_{PN} = 0,495 i $\eta_{fi,\,PN}$ = 0,876, co daje $\mu_{0,\,PN}$ = 0,434 i ostatecznie $\Theta_{a,\,cr,\,PN}$ = 607,1°C. Taka temperatura krytyczna zostanie osiągnięta już po 52 min pożaru standardowego, czyli 8 min wcześniej niż wymagana odporność $t_{fi,\,d,\,req}$.

Temperatura krytyczna silnie zależy od stosunku Q_{k1}/G_k. Wpływ ten można wykazać, szacując odporność ogniową tej samej belki, ale poddanej działaniu innych obciążeń. Przyjmijmy, odwrotnie niż w przykładzie poprzednim, że: G_k = 12,0 kN/m, Q_k = 8,0 kN/m. Prowadząc obliczenia zgodne z przepisami [249], otrzymano teraz $\Theta_{a,\,cr}$ = 644,3°C, zgodnie zaś z normą [241] $\Theta_{a,\,cr,\,PN}$ = 602,8°C.

Temperatura krytyczna otrzymana z obliczeń na podstawie normy [241] jest zatem znacznie niższa od tej, która, przy tych samych danych, wynika z analizy opartej na przepisach [249]. Fakt ten wynika z inaczej wykalibrowanych współczynników obciążeń i innej reguły kombinacji działań w wyjątkowej sytuacji projektowej. Różnica dochodzi nawet do 60°C. Jest to równoważne z oceną, że użytkownicy budynku będą w razie wybuchu pożaru mieli o około 10 min mniej czasu na bezpieczną ewakuację. Zarówno jednak w jednym, jak i w drugim przypadku obliczona odporność ogniowa jest mniejsza niż ta, która miała być gwarantowana jedynie wskutek zastosowania konkretnej izolacji przeciwogniowej.

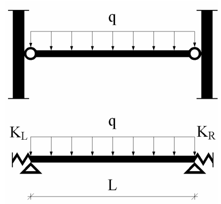
Otrzymane z obliczeń punkty naniesiono na rys. 7.3, gdzie podano również krzywe $\Theta_{a,\,cr}(Q_{k1}/G_k)$, przy założeniu ψ_{11} = 0,5. Zaznaczono także stałą wartość temperatury $\Theta_{a,\,cr}$ = 666,8°C wynikającą z odporności ogniowej t_F = 1 h określonej jedynie na podstawie przyjętej izolacji termicznej. Rysunek ten w połączeniu z rys. 7.2 umożliwia bezpośrednie odczytanie odporności $t_{fi,\,d}$ badanej belki. W celu większej przejrzystości oba rysunki można złączyć ze sobą tak, aby miały wspólną oś temperatury $\Theta_a = \Theta_{a,\,cr}$. Na rysunku pokazano silną zależność pomiędzy temperaturą krytyczną a zapasem bezpieczeństwa, z jakim element konstrukcji został zaprojektowany w podstawowej sytuacji projektowej. Zapas ten jest charakteryzowany przez stopień wykorzystania μ. Przyjęcie takiej samej izolacji termicznej może zatem dawać w rezultacie temperaturę krytyczną z przedziału od około 530°C do powyżej 800°C, czyli odporność ogniową od 40 min do około 80 min. Różne oszacowania temperatury $\Theta_{a,\,cr}$ otrzymuje się nawet w analizie elementów o jednakowym stopniu wykorzystania μ. Temperatura krytyczna, a co za tym idzie czas $t_{fi,\,d}$, jest tym mniejsza, im mniejszy udział obciążeń zmiennych w całkowitym obciążeniu konstrukcji. Różnice spowodowane jedynie tym czynnikiem mogą dochodzić do 100°C.



Rys. 7.3. Zależność temperatury $\Theta_{a,\,cr}$ od stosunku obciążeń Q_{k1}/G_k przy różnych wartościach μ

7.2. BELKA BEZ MOŻLIWOŚCI TERMICZNEGO WYDŁUŻENIA

Brak możliwości swobodnego wydłużenia termicznego belki skutkuje w pożarze generowaniem termicznie indukowanej siły osiowej. Uproszczony sposób szacowania jej wartości autor niniejszego opracowania opisuje w pracach [128] i [129] na przykładzie belki jednoprzęsłowej, zginanej w jednej płaszczyźnie, której podpory są podatne na przesuw poziomy (rys. 7.4).



Rys. 7.4. Belka z podporami podatnymi na przesuw poziomy rozważana w pracach [128] i [129]

Miarą sprężystej podatności podpór (lewej L i prawej R) są parametry $1/K_L$ i $1/K_R$, przy czym w ogólności $1/K = (1/K_L + 1/K_R)$. Przyjęto również pełną swobodę obrotu w węzłach (podpory przegubowe). W zamierzeniu autora rozważana belka modelowała pracę rygla ramy wielokondygnacyjnej, połączonego w sposób przegubowy ze słupami o określonej, niezerowej, sztywności.

Wydłużająca się z narastaniem temperatury Θ_a belka dąży do rozepchnięcia podpór, co oznacza, że siła osiowa jest siłą ściskającą $N_{c,\Theta}$. Załóżmy wstępnie, że rozkład temperatury stali, tak na długości elementu, jak i w jego przekroju poprzecznym, jest w każdej chwili pożaru stały. Całkowite odkształcenie analizowanej belki δ w pożarze pod działaniem termicznie indukowanej siły ściskającej $N_{c,\Theta}$ zależy od podatności K jej podpór na przesuw poziomy, czyli:

$$\delta = \frac{N_{c,\Theta}}{K} \tag{7.1}$$

Równocześnie jest ono sumą swobodnego odkształcenia termicznego, to jest wydłużenia ogrzanego pręta w przypadku gdyby mógł się rozszerzać bez przeszkód (L jest rozpiętością przęsła, α_Θ współczynnikiem rozszerzalności termicznej stali, 20°C temperaturą montażu belki):

$$\delta_\Theta = \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20\right) L \tag{7.2}$$

i odkształcenia mechanicznego (A jest powierzchnią przekroju belki):

$$\delta_m = \frac{N_{c,\Theta}\, L}{E_{a,\Theta}\, A} \tag{7.3}$$

które jest miarą oddziaływania podpór krępującego to wydłużenie. Z równości:

$$\delta + \delta_\Theta + \delta_m = 0 \tag{7.4}$$

otrzymuje się:

$$N_{c,\Theta} = -\frac{\alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20\right) E_{a,\Theta}\, A}{1 + \dfrac{E_{a,\Theta}\, A}{KL}} \tag{7.5}$$

Taki sposób postępowania postulują również autorzy pracy [3]. Trzeba jednak zauważyć, że daje on wprawdzie bezpieczne, ale mało precyzyjne oszacowania wartości siły $N_{c,\Theta}$. Są one znacznie zawyżone, zwłaszcza w zakresie wysokich temperatur stali, nie uwzględniają bowiem faktu narastania ze wzrostem temperatury Θ_a ugięć analizowanego elementu, co jest wynikiem postępującej redukcji jego sztywności giętnej. Wzrost ugięć w znaczącej części kompensuje naprężenia ściskające. Belka uginając się „usiłuje" bowiem przyciągnąć do siebie podpory (*pull-in effect*), zmniejszając przy tym efekt ich rozpychania (*push-out effect*), spowodowany ograniczeniem możliwości swobodnego wydłużania termicznego. Jeśli wartości ugięcia δ są odpowiednio duże, to siła ściskająca $N_{c,\Theta}$ znika całkowicie i na jej miejsce pojawia się siła rozciągająca $N_{t,\Theta}$.

Przyjmijmy wstępnie, że w każdej chwili pożaru znana jest zależność $z = z(x)$ opisująca kształt odkształconej (ugiętej) osi belki (x jest współrzędną mierzoną od lewej podpory belki po jej długości). Wydłużenie elementu $\delta = \Delta L$ (w stosunku do początkowej rozpiętości L) na skutek tego ugięcia wyraża formuła:

$$\Delta L = \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{dz(x)}{dx} \right)^2} \, dx - L \tag{7.6}$$

Część tego wydłużenia wynika z rozszerzalności termicznej (7.2):

$$\delta_\Theta = \Delta L_\Theta = \alpha_\Theta (\Theta_a - 20) L \tag{7.7}$$

natomiast reszta jest wydłużeniem mechanicznym:

$$\delta_m = \Delta L_m = \delta - \delta_\Theta = \Delta L - \Delta L_\Theta \tag{7.8}$$

Z warunku (7.3) wynika, że:

$$N_{c,\Theta} = E_{a,\Theta} \, A \frac{\delta_m}{L} \tag{7.9}$$

Ponadto, wykorzystując zależność momentu przęsłowego od krzywizny akceptuje się uproszczone wyrażenie na krzywiznę:

$$M_{LR} = M(x)\big|_{x=L/2} = -E_{a,\Theta} \, I_y \frac{d^2 z(x)}{dx^2}\bigg|_{x=L/2} \tag{7.10}$$

Precyzyjne określenie postaci funkcji $z = z(x)$ jest pracochłonne i w zasadzie wymaga obliczeń komputerowych. Konieczna jest bowiem analiza ugięć również w zakresie pozasprężystym, przy częściowym uplastycznieniu przekroju. Znacznie łatwiej wyznaczyć wartość maksymalną $z_{\max} = \max z(x)$. Korzysta się w tym celu wprost z równania równowagi. W przypadku belki swobodnie podpartej zachodzi:

$$M_{LR} = M_0 - N z_{\max} \tag{7.11}$$

Moment M_0 jest momentem przęsłowym wyznaczanym w sposób tradycyjny, bez uwzględnienia wpływu ugięcia. Przykładowo dla obciążenia q rozłożonego równomiernie na całej długości L jest $M_0 = qL^2/8$. W dalszych rozważaniach akceptuje się przybliżenie, że postać funkcji $z = z(x)$ nie zmienia się przy przejściu w zakres pozasprężysty [209]. Rozwiązania dla zakresu sprężystego są ogólnie znane. Jeżeli podpory belki są przegubowe, to:

$$z(x) = \frac{16 z_{\max}}{5L}\left(\frac{x^4}{L^3} - \frac{2x^3}{L^2} + x\right) \quad \text{co daje} \quad \left.\frac{d^2 z(x)}{dx^2}\right|_{x=L/2} = -\frac{9{,}6 z_{\max}}{L^2} \tag{7.12}$$

Ponadto po scałkowaniu (7.6):

$$\delta = \Delta L = \frac{2176 z_{\max}^2}{875 L} \tag{7.13}$$

Ostatecznie, na mocy (7.9):

$$N_\Theta = k_{E,\Theta} E_a A \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta (\Theta_a - 20)\right] \tag{7.14}$$

przy czym wartość $z_{\max}$ w zadanej temperaturze Θ_a uzyskuje się po podstawieniu (7.12) i (7.14) do (7.11), co prowadzi do formuły:

$$k_{E,\Theta} E_a I_y \frac{9{,}6 z_{\max}}{L^2} = \frac{qL^2}{8} - k_{E,\Theta} E_a A \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta (\Theta_a - 20)\right] z_{\max} \to z_{\max} \tag{7.15}$$

Różnice w wartościach siły N_Θ uzyskanych dla przypadku belki swobodnie podpartej, z podporami bez możliwości przesuwu, o przekroju IPE 300 i rozpiętości $L = 6{,}0$ m, obciążonej równomiernie obciążeniem q, na podstawie uproszczonej zależności (7.5) oraz bardziej dokładnych formuł (7.14) i (7.15) pokazano w tab. 7.1 [136]. We wzorze (7.5), zgodnie z warunkami brzegowymi, przyjęto zerową podatność $1/K = 0$. Zauważmy, że w pierwszym przypadku wartość siły nie zależy od obciążenia, podczas gdy w drugim ujęciu zależność taka jest wyraźna (obciążenie ma wpływu na ugięcie belki). Z tego względu ze wzrostem temperatury rośnie także moment przęsłowy M_{LR}, chociaż samo obciążenie nie ulega zmianie. Układ równań (7.14) i (7.15) rozwiązano przyjmując charakterystyczne wartości obciążenia stałego $G_k = 8{,}0$ kN/m, i zmiennego $Q_k = 12{,}0$ kN/m. Rozważono dwie sytuacje projektowe:

– wyjątkową – wtedy obciążenie obliczeniowe:

$q_d = 1{,}00 \cdot 8{,}0 + 0{,}5 \cdot 12{,}0 = 14{,}0$ kN/m

– podstawową (w celach porównawczych) – wtedy obciążenie obliczeniowe:

$q_d = 1{,}35 \cdot 8{,}0 + 1{,}5 \cdot 12{,}0 = 28{,}8$ kN/m.

Wartości współczynnika $k_{E,\Theta}$, redukującego w temperaturach pożarowych moduł sprężystości stali E_a, przyjęto według tab. 4.7 (zgodnie z zaleceniami normy [252]).

Tabela 7.1

Wartości siły N_Θ w belce bez możliwości termicznego wydłużenia według różnych oszacowań

Θ_a [°C]	N_Θ [kN] według (7.5)	Oszacowanie według równań (7.14) i (7.15) w sytuacji projektowej					
		wyjątkowej			podstawowej		
		N_Θ [kN]	$M_{LR,\Theta}$ [kNm]	z_{max} [mm]	N_Θ [kN]	$M_{LR,\Theta}$ [kNm]	z_{max} [mm]
20	0	14,9	62,8	14	59,7	128,0	28
30	–132,3	–117,4	64,6	14	–68,3	131,6	29
40	–264,6	–247,6	66,7	15	–196,1	135,5	30
50	–397,0	–379,9	68,7	15	–323,8	139,6	31
60	–529,3	–509,9	71,2	16	–456,2	143,7	31
70	–661,6	–642,2	73,3	16	–583,7	148,3	32
80	–793,9	–772,1	76,1	17	–706,0	153,6	34
90	–926,3	–904,4	78,4	17	–833,1	158,8	35
100	–1059,0	–1034,0	81,6	18	–960,0	164,2	36

Jak widać, redukcja termicznie indukowanej siły osiowej na skutek narastania ugięcia jest tym większa, im większa wartość obciążenia. Siła rozciągająca w belce w temperaturze pokojowej (Θ_a = 20°C), wykazana na podstawie wzorów (7.14) i (7.15), wynika z niezerowego ugięcia belki będącego skutkiem zginania (efekt ten jest na ogół pomijany w klasycznych obliczeniach). Ugięcia wyznaczono dla obliczeniowej wartości obciążenia q_d.

W dalszych rozważaniach metoda badania zachowania belek w pożarze, wykorzystująca do szacowania wartości siły osiowej zależność (7.5), nosić będzie miano *analizy pierwszego rzędu*, natomiast uwzględnienie narastania termicznie indukowanych deformacji w sposób opisany powyżej będzie rozumiane jako *analiza drugiego rzędu*.

7.3. BELKA Z PODPORAMI PODATNYMI

W analizowanych belkach można wyróżnić dwa rodzaje podatności podpór: podatność na przesuw poziomy i podatność na obrót. Rozważmy najpierw pracę w pożarze belki przedstawionej na rys. 7.4, dla której podatność podpór na przesuw poziomy opisuje parametr $1/K = 1/K_L + 1/K_R$, natomiast podatność na obrót w obu węzłach jest nieskończona. W rozdziale 7.2, przy zastosowaniu *analizy pierwszego rzędu*, wyprowadzono zależność (7.5), która pozwalała dla dowolnej temperatury Θ_a oszacować wartość termicznie indukowanej siły osiowej N_Θ.

Przykładowe wartości tej siły, wyznaczone dla belki o przekroju IPE 300 i danych analogicznych do tych, którymi posłużono się przy konstrukcji tab. 7.1, zebrano w tab. 7.2 dla różnych wartości sztywności *K* [128, 129].

Tabela 7.2

Wartości siły N_Θ wynikające z formuły (7.5) przy różnej podatności $1/K$ – belka IPE 300

Θ_a [°C]	N_Θ [kN]			
	K = 1 kN/mm	K = 5 kN/mm	K = 10 kN/mm	K = 50 kN/mm
20	0	0	0	0
100	–5,7	–28,0	–54,6	–226,4
200	–12,9	–62,9	–122,2	–497,6
300	–20,0	–97,5	–188,8	–752,2
400	–27,2	–131,7	–253,9	–985,2
500	–34,3	–165,3	–316,9	–1189,0
600	–41,0	–192,0	–355,3	–1112,0
700	–47,0	–202,4	–345,2	–791,6
800	–53,0	–215,6	–350,0	–698,1
900	–58,6	–225,8	–350,8	–629,8
1000	–63,0	–219,9	–319,4	–500,8
1100	–62,6	–176,0	–227,5	–297,0

Wynika z niej oczywisty wniosek, że im większa jest podatność podpory (czyli mniejsza sztywność *K*), tym indukująca się w belce osiowa siła ściskająca mniejsza. Trzeba również zauważyć, że już przy stosunkowo niedużej sztywności K = 50 kN/mm siły w belce są na tyle duże, że w interakcji z momentem zginającym prowadzą do bardzo szybkiego uplastycznienia elementu. Podkreślenia wymaga jednak fakt, że indukują się one dopiero w temperaturze Θ_a rzędu kilkuset stopni, co zdecydowanie odróżnia uzyskane wyniki od rezultatów otrzymanych dla przypadku pełnego zablokowania przesuwu termicznego i prezentowanych w tab 7.1.

W celu oceny wiarygodności oszacowań wynikających z formuły (7.5) porównamy je z wynikami uzyskanymi z *analizy drugiego rzędu*. Miarą podatności elementu na przesuw poziomy jest teraz parametr $1/K^*$, przy czym:

$$\frac{1}{K^*} = \frac{L}{k_{E,\Theta}\, E_a\, A} + \frac{1}{K} \tag{7.16}$$

co prowadzi do korekty zależności (7.14) do postaci:

$$N_\Theta = K^* L \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20 \right) \right] \tag{7.17}$$

natomiast zależności (7.15) do formuły [135, 136]:

$$k_{E,\Theta} E_a I_y \frac{9{,}6 z_{\max}}{L^2} = \frac{qL^2}{8} - K^* L \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20 \right) \right] z_{\max} \to z_{\max} \qquad (7.18)$$

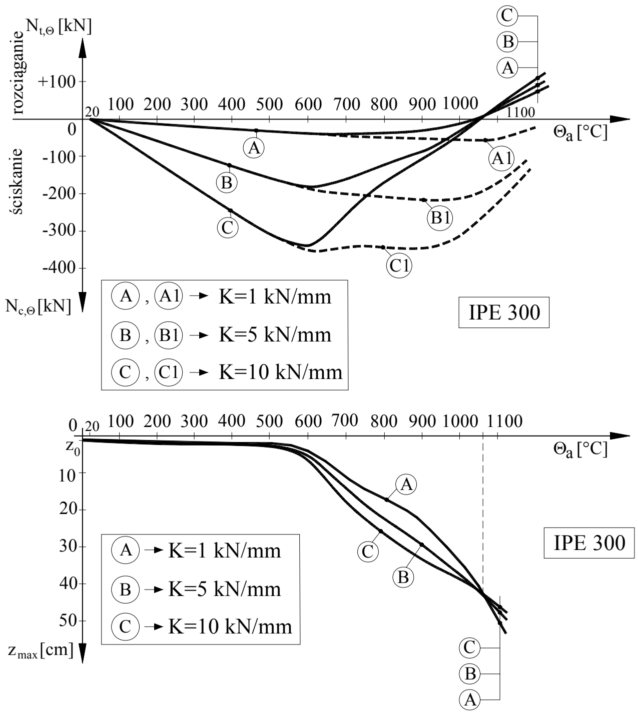
Wartości siły N_Θ uzyskane z układu równań (7.17) i (7.18), przy parametrach K odpowiadających wartościom rozważanym w tab. 7.2, zestawiono w tab. 7.3. Jak widać, w wysokiej temperaturze Θ_a różnią się one w sposób zasadniczy od oszacowań otrzymanych z analizy pierwszego rzędu (ze wzoru (7.5)).

Tabela 7.3

Siła osiowa N_Θ otrzymana na podstawie formuł (7.17) i (7.18) – belka IPE 300

Θ_a [°C]	K = 1 kN/mm			K = 5 kN/mm		
	$z_{\max}$ [mm]	N_Θ [kN]	M_{LR} [kNm]	$z_{\max}$ [mm]	N_Θ [kN]	M_{LR} [kNm]
20	14	0,1	63,0	14	0,4	63,0
100	14	–5,6	63,1	14	–27,6	63,4
200	15	–12,8	63,2	16	–62,4	64,0
300	17	–19,9	63,3	18	–96,8	64,7
400	20	–27,0	63,5	21	–130,8	65,8
500	23	–34,0	63,8	24	–164,2	66,9
600	46	–40,2	64,9	51	–187,0	72,5
700	114	–41,8	67,8	147	–165,4	87,3
800	170	–41,7	70,1	227	–133,6	93,3
900	233	–37,8	71,8	296	–96,4	91,5
1000	340	–20,2	69,9	(*)	(*)	(*)
1100	504	22,2	51,8	470	31,2	48,3
Θ_a [°C]	K = 10 kN/mm			K = 50 kN/mm		
	$z_{\max}$ [mm]	N_Θ [kN]	M_{LR} [kNm]	$z_{\max}$ [mm]	N_Θ [kN]	M_{LR} [kNm]
20	14	0,8	63,0	14	3,2	63,0
100	14	–53,9	63,8	14	–232,2	66,1
200	16	–121,2	64,9	17	–493,0	71,4
300	18	–187,5	66,4	22	–744,7	79,4
400	21	–252,2	68,3	28	–973,5	90,3
500	26	–314,3	71,2	40	–1166,0	109,6
600	59	–343,0	83,2	129	–928,5	182,8
700	182	–248,4	108,2	257	–349,0	152,7
800	263	–171,3	108,1	309	–206,2	126,7
900	(*)	(*)	(*)	349	–128,0	107,7
1000	385	–41,3	78,9	(*)	(*)	(*)
1100	464	33,6	47,4	458	35,1	46,9
(*) – układ równań (8.27) i (8.28) nie daje rozwiązania						

Zależność siły N_Θ od temperatury Θ_a pokazano na rys. 7.5. Linie ciągłe odpowiadają na nim analizie drugiego rzędu, natomiast linie przerywane wynikają z uproszczonej formuły (7.5). Jak widać, opisywana zależność nie jest monotoniczna. Dla danych z analizowanego przykładu, po przekroczeniu temperatury $\Theta_a \approx 600°C$, ugięcia belki są już na tyle duże, że wartość ściskającej siły osiowej $N_\Theta = N_{c,\Theta}$ przy dalszym ogrzewaniu zaczyna maleć. Co więcej, w temperaturze powyżej $\Theta_a \approx 1050°C$ mamy już do czynienia z siłą rozciągającą $N_{t,\Theta}$. Oczywiste jest, że w tych warunkach sztywność giętna belki spada w zasadzie do zera. Nie oznacza to jednak wyczerpania nośności elementu. Obciążenia przenoszone są bowiem nadal dzięki niezerowej nośności na czyste rozciąganie. Belka zachowuje się zatem jak rozciągane, wiotkie cięgno (*catenary effect*). Należy jednak wyraźnie podkreślić, że wynikająca z efektu cięgna rezerwa nośności belki w pożarze może być brana pod uwagę jedynie wtedy, gdy nie ma nałożonego żadnego, niezależnego ograniczenia na jej ugięcia. Takie ograniczenie może mieć swoje źródło chociażby w konieczności zachowania spójności i stabilności całej konstrukcji (na przykład, aby zabezpieczać przed spadnięciem opartych na analizowanych belkach żelbetowych płyt stropowych).



Rys. 7.5. Zależności $N_\Theta = N_\Theta(\Theta_a)$ oraz $z_{max} = z_{max}(\Theta_a)$ dla belki IPE 300 wynikające z równań (7.17) i (7.18) – linie ciągłe, linie przerywane odpowiadają oszacowaniom siły N_Θ uzyskanym na podstawie uproszczonej formuły (7.5)

Z przedstawionego powyżej przykładu wynika, że *analiza pierwszego rzędu* daje w analizie trwałości pożarowej elementów z podatnymi węzłami rezultaty, które trzeba uznać za niewiarygodne. Uwzględnienie rzeczywistych deformacji termicznych wydaje się na tym polu bezwzględną koniecznością. Dodatkową zaletą proponowanej metodyki obliczeń jest równoczesna obserwacja narastających ugięć belki. Zauważmy, że wartość siły ściskającej zaczynać maleć właśnie wtedy, gdy następuje gwałtowny przyrost ugięć, co świadczy o sprężysto-plastycznej pracy elementu (rys. 7.5). Trzeba przyznać, że warunek ograniczający odkształcenia może być w wielu przypadkach decydujący o trwałości pożarowej ustroju, pomimo zachowania możliwości dalszego przenoszenia obciążeń, co nie zawsze jest dostrzegane, nawet w przepisach normy PN-EN 1993-1-2 [252].

Opisane powyżej zachowanie się belki z ograniczoną możliwością odkształceń termicznych w pożarze rozwiniętym odpowiada wynikom modelowania numerycznego uzyskanym przez J. Septuro i A.H. Buchanana [23, 172].

Bardziej złożonej analizy wymaga uwzględnienie podatności na obrót. Zagadnienia te nadal są przedmiotem badań, zarówno eksperymentalnych, jak i modelowych. Ich rezultaty nabierają szczególnej wagi, ponieważ stanowią podstawę do analitycznego ujęcia opisu zachowania się w pożarze ram z węzłami typu *semi--rigid*. Pierwsze wyniki doświadczalne prezentowano już w pracach [37] i [102]. Szczegółowa analiza aktualnie proponowanych modeli obliczeniowych wymaga w zasadzie odrębnego, obszernego opracowania i z tego względu wykracza poza ramy niniejszej pracy. Z uwagi na stosunkowo bogatą literaturę problemu pominięto również cytowanie poszczególnych poświęconych mu prac w spisie literatury dołączonym do monografii. W praktyce projektowej często wystarcza stosunkowo zgrubne oszacowanie wartości termicznie indukowanych sił wewnętrznych. W takiej sytuacji cennymi dla projektanta wydają się prace [165] i [192]. Alternatywnym i prostym w zastosowaniu rozwiązaniem ujmującym wpływ podatności na obrót w belkach z całkowicie zablokowanym przesuwem jest metodyka obliczeń zaproponowana przez Y.Z. Yina i Y.C. Wanga [209]. Niech kształt linii ugięcia tego typu belki opisuje funkcja:

$$z(x) = c_s\, z_s(x) + c_f\, z_f(x) \tag{7.19}$$

Wyrażenie $z_s(x)$ opisuje linię ugięcia belki podpartej przegubowo. Wtedy współczynniki wpływu: $c_s = 1$ oraz $c_f = 0$. Podobnie dla belki obustronnie utwierdzonej stosuje się $z_f(x)$ i $c_f = 1$ oraz $c_s = 0$. Zatem w przypadkach pośrednich $c_s = 1 - c_f$. Ponadto, jeśli miarą podatności podpór (lewej L i prawej R) na obrót są parametry odpowiednio $1/\kappa_L$ i $1/\kappa_R$, przy czym łącznie $1/\kappa = (1/\kappa_L) + (1/\kappa_R)$, to podatność całego pręta wyraża wielkość:

$$\frac{1}{\kappa^*} = \frac{L}{k_{E,\Theta}\, E_a\, I_y} + \frac{1}{\kappa} \tag{7.20}$$

Wtedy:

$$c_f = \frac{\kappa^* L}{k_{E,\Theta}\, E_a\, I_y} \tag{7.21}$$

Jeżeli postępuje się analogicznie jak w rozdziale 7.2, to zachodzi:

$$\begin{aligned}\Delta L &= \int_0^L \sqrt{1+\left[\frac{dz(x)}{dx}\right]^2}\,dx - L = \int_0^L \frac{1}{2}\left[\frac{dz(x)}{dx}\right]^2 dx = \\ &= c_s^2 \Delta L_s + c_f^2 \Delta L_f + c_s c_f \int_0^L \frac{dz_s(x)}{dx}\frac{dz_f(x)}{dx}dx\end{aligned} \tag{7.22}$$

$$M_{LR} = c_s\, M_{LR,\,s} + c_f\, M_{LR,\,f} \quad \text{i} \quad M_L = c_f\, M_{L,\,f} \tag{7.23}$$

Znajomość wartości termicznie indukowanej siły osiowej N_Θ, a także w takim ujęciu zależnego od chwili pożaru momentu zginającego, pozwala na oszacowanie krytycznej temperatury analizowanej belki. W tym celu korzysta się bezpośrednio z formuły (6.36). W stanie granicznym nośności ogniowej zachodzi bowiem:

$$\rho\left(\Theta_{a,\,cr}\right) = 1 \tag{7.24}$$

Kontynuując przykład rozważany w niniejszym rozdziale, wyznaczono wartości parametru $\rho(\Theta_a)$ dla belki równomiernie obciążonej, przedstawionej na rys. 7.4 i danych zebranych w tab. 7.1 i 7.3. W sytuacji nieskrępowanego wydłużenia zachodzi $N_\Theta = 0$, co oznacza, że belka poddana jest czystemu zginaniu (wpływ ścinania jest pomijany), a przyrost wartości $\rho(\Theta_a)$ determinuje jedynie redukcja granicy plastyczności stali. Poszukiwaną temperaturę $\Theta_{a,\,cr}$ określono, wykorzystując podejście zaproponowane w normie PN-EN 1993-1-2 [252]. W takim ujęciu miarodajną jest wartość maksymalna:

$$\rho\left(\Theta_a\right) = \max\left[\rho_1\left(\Theta_a\right),\ \rho_2\left(\Theta_a\right)\right] \tag{7.25}$$

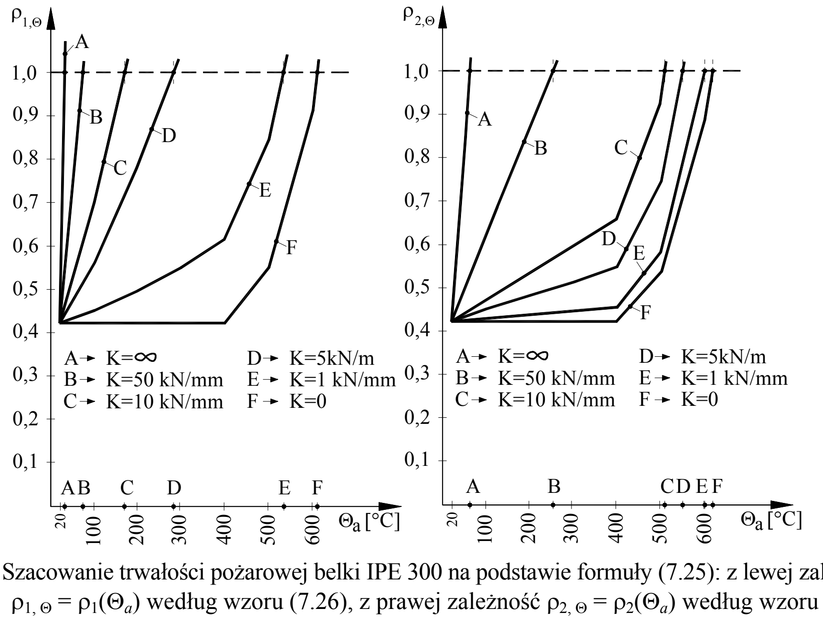
przy czym $\rho_1(\Theta_a)$ wynika z warunku stateczności sprężysto-plastycznej (formuła (6.37)), natomiast $\rho_2(\Theta_a)$ z warunku wytrzymałości wyznaczającego uplastycznienie przekroju krytycznego (formuła (6.48)). Współczynniki $k_{y,\,\Theta}$ i $k_{E,\,\Theta}$ przyjęto na podstawie tab. 4.6 (analogicznie jak przy szacowaniu wartości siły N_Θ). Przy zginaniu w jednej płaszczyźnie wzory (6.37) i (6.48) sprowadzają się odpowiednio do zależności (belka jest zabezpieczona przed zwichrzeniem, $N_{fi,\,Ed} = N_\Theta$ i $M_{y,\,fi,\,Ed} = M_{LR,\,\Theta}$, pozostałe oznaczenia objaśniono w rozdziale 6.7):

$$\rho_1(\Theta_a) = \rho_{1,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi}\, A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{7.26}$$

$$\rho_2(\Theta_a) = \rho_{2,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{7.27}$$

Zauważmy, że jeśli K = 0, to w każdej chwili pożaru $\rho_{1,\Theta} = \rho_{2,\Theta}$, co wynika z faktu, że przy braku siły osiowej warunek (7.26) staje się równoważny (7.27). Ponadto warto zaznaczyć, że w tym przypadku w temperaturze $\Theta_a \le 400°C$ na skutek jednolitej wartości $k_{y,\Theta} = 1$ nie ma żadnego przyrostu wartości $\rho(\Theta_a)$. Parametry $\rho_{1,\Theta}$ i $\rho_{2,\Theta}$, określone przy założeniu $K = \infty$, są na tyle duże, że trzeba je wyznaczać w zakresie temperatur 20÷70°C.

Przebieg zależności $\rho_{1,\Theta} = \rho_1(\Theta_a)$ i $\rho_{2,\Theta} = \rho_2(\Theta_a)$ pokazano na rys. 7.6. Jak widać, miarodajny jest warunek stateczności (7.26) z uwagi na ściskanie ze zginaniem względem osi „słabej". Dla poszczególnych wartości K wynikają z niego najniższe wartości temperatury $\Theta_{a,cr}$. Taka konstatacja nie zawsze musi być oczywista. Uplastycznienie przekroju krytycznego może bowiem w pewnych szczególnych okolicznościach zachodzić przed wyboczeniem elementu. Zależy to głównie od warunków podparcia.



Rys. 7.6. Szacowanie trwałości pożarowej belki IPE 300 na podstawie formuły (7.25): z lewej zależność $\rho_{1,\Theta} = \rho_1(\Theta_a)$ według wzoru (7.26), z prawej zależność $\rho_{2,\Theta} = \rho_2(\Theta_a)$ według wzoru (7.27)

W celach porównawczych analogiczne obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem metodyki zharmonizowanej z przepisami aktualnie obowiązującej normy PN-90/B-03200 [245], zaproponowanej przez autora niniejszego opracowania w rozdziale 6.7. Opiera się ona na koncepcji momentu równoważnego $\beta_y M_{y,fi,Ed} = \beta_y M_{LR,\Theta}$. Pojedynczy warunek statecznościowy (7.26) rozdziela się w takim ujęciu na dwie niezależne formuły (7.28) i (7.29) w różny sposób kwantyfikujące efekt interakcji zginania względem osi „silnej" z wyboczeniem odpowiednio w płaszczyźnie utożsamionej z płaszczyzną zginania i w płaszczyźnie do niej prostopadłej (wzory (6.49) i (6.50)), czyli:

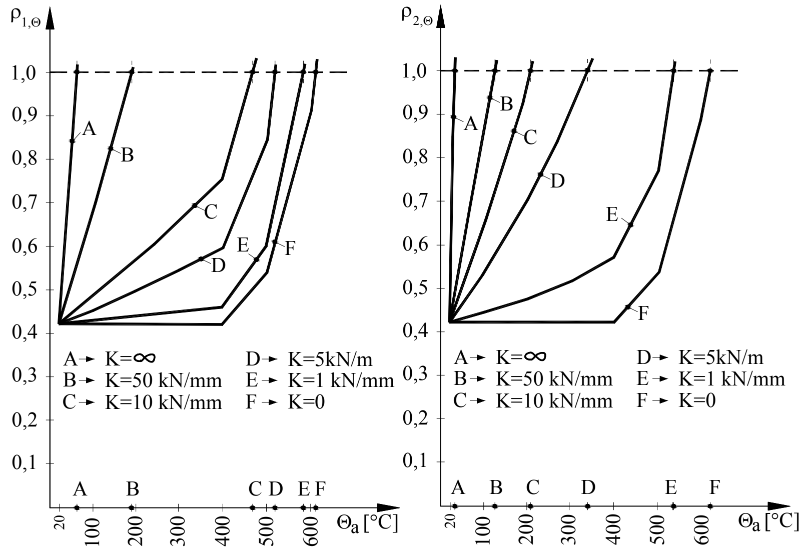
$$\rho_{1,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\varphi_{y,\Theta} A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \Delta_{y,\Theta} \le 1 \tag{7.28}$$

$$\rho_{2,\Theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\varphi_{z,\Theta} A k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{\beta_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\Theta} \dfrac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1 \tag{7.29}$$

Postać warunku wytrzymałościowego (7.27) nie ulega zmianie. Trzeba tylko poprzednią wielkość $\rho_{2,\Theta}$ oznaczyć na nowo jako $\rho_{3,\Theta}$. Zauważmy, że jeżeli rozpatruje się wyboczenie elementu, które może zachodzić w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny zginania, to nie należy brać pod uwagę składnika poprawkowego $\Delta_{y,\Theta}$ (rozdział 6.7). Trzeba także podkreślić, że parametr $\rho_{1,\Theta}$, wyznaczany na podstawie (7.26), może być teraz porównywany jedynie z odpowiadającym mu formalnie współczynnikiem $\rho_{2,\Theta}$ z formuły (7.29). Czynnik $\rho_{1,\Theta}$ określony zależnością (7.28) w takim ujęciu stanowi w zasadzie odrębną wielkość, która nie była uwidoczniona w podejściu zgodnym z normą PN-EN 1993-1-2 [252], co istotnie różni obie porównywane metodyki obliczeń. Ostatecznie zatem formuła analogiczna do (7.25) ma postać:

$$\rho(\Theta_a) = \max\left[\rho_1(\Theta_a),\ \rho_2(\Theta_a),\ \rho_3(\Theta_a)\right] \tag{7.30}$$

Odpowiednie przebiegi zmienności uzyskane po zastosowaniu reguły (7.30) pokazano na rys. 7.7. Są to w szczególności zależności: $\rho_{1,\Theta} = \rho_1(\Theta_a)$ wynikająca z wykorzystania warunku (7.28) i $\rho_{2,\Theta} = \rho_2(\Theta_a)$ będąca rezultatem obliczeń bazujących na nierówności (7.29). Zależności $\rho_{3,\Theta} = \rho_3(\Theta_a)$ odpowiada formalnie warunek (7.27) i prawy wykres na rys. 7.6. Jak widać, miarodajny jest zawsze warunek statecznościowy, analogicznie do wyników obliczeń metodą wynikającą z zaleceń normy PN-EN 1993-1-2 [252].



Rys. 7.7. Szacowanie trwałości pożarowej belki IPE 300 zgodnie z formułą (7.30): z lewej zależność $\rho_{1,\Theta} = \rho_1(\Theta_a)$ według (7.28), z prawej zależność $\rho_{2,\Theta} = \rho_2(\Theta_a)$ według (7.29), zależność $\rho_{3,\Theta} = \rho_3(\Theta_a)$ odpowiada zależności $\rho_{2,\Theta} = \rho_2(\Theta_a)$ z rys. 7.6

Możliwe jest również przeprowadzenie podobnych obliczeń z wykorzystaniem pochodzącego z normy PN-90/B-03200 [245] wzoru (6.11) na współczynnik wyboczeniowy φ_Θ (lub jego skorygowanej wersji (6.12)). W takim przypadku wymaga się jednak, aby współczynniki $k_{y,\Theta}$ i $k_{E,\Theta}$ miały wartości wynikające z równań (4.13) i (4.14). Dla nich bowiem półempiryczna formuła (6.11) została wykalibrowana. Stosowanie współczynników zaczerpniętych z tab. 4.6 jest w tym przypadku błędem i prowadzi do niemiarodajnych rezultatów (patrz rozdział 6.2). Powyższa uwaga obowiązuje również przy wyznaczaniu wartości termicznie indukowanej siły osiowej N_Θ.

Analiza rysunków 7.6 i 7.7 pozwala wnioskować, że w rozważanym przypadku temperatury krytyczne $\Theta_{a,cr} = \Theta_a(t_{fi,d})$ mieszczą się w zakresie od prawie 30°C dla zerowej podatności podpór ($K = \infty$) (łamana A na prawym wykresie rys. 7.7) do około 620°C przy ich nieskończonej podatności ($K = 0$) (łamane F na obu rys. 7.7, a także na prawym wykresie rys. 7.6). Zawsze jednak są to temperatury znacząco niższe niż 666,8°C osiągane przez stal po czasie $t_{fi} = t_{fi,req}$ (rozdział 7.1). Przekonanie projektanta, że przyjmując do stosowania izolację o określonych parametrach, zapewnił bezawaryjną pracę konstrukcji w pożarze o przebiegu identycznym z pożarem standardowym co najmniej przez jedną godzinę, nie znajduje zatem żadnego uzasadnienia. Zabezpieczony przez niego element może ulec wyboczeniu nawet po kilku minutach pożaru, jeśli tylko ograniczające go słupy są odpowiednio sztywne. Wymagana odporność ogniowa $t_{fi,\,req}$ nie może zatem w żadnym razie stanowić jedynego odniesienia do określania potrzebnej izolacji termicznej pręta.

Z przedstawionych rozważań wynika wniosek, że ze wzrostem temperatury elementu termicznie indukowana siła ściskająca rośnie jedynie do pewnej wartości, a następnie, na skutek gwałtownego przyrostu ugięć, zaczyna maleć. Jeżeli zatem belka będzie miała możliwość bezpiecznego przeniesienia w warunkach pożaru siły $N_{c,\,\Theta,\,\max}$, w interakcji z momentem zginającym i siłą ścinającą, to miarodajną dla jej trwałości pożarowej okaże się jedynie siła rozciągająca $N_{t,\,\Theta}$. W takim przypadku warunek bezpieczeństwa typu (7.25) lub (7.30) przyjmie postać:

$$\rho\left(\Theta_a\right) = \rho_{4,\,\Theta} = \frac{N_{t,\,\Theta}}{N_{fi,\,\Theta,\,Rd}} = \frac{N_{t,\,\Theta}}{A k_{y,\,\Theta}\, f_d} \le 1 \tag{7.31}$$

Jego praktyczne znaczenie nie jest jednak duże. Wiąże się on bowiem z bardzo dużymi ugięciami, na ogół trudnymi do zaakceptowania ze względu na integralność i wymogi użytkowania całej konstrukcji. W analizie zachowania się poszczególnych elementów w pożarze warunkom wytrzymałościowym muszą zawsze towarzyszyć niezależne od nich zależności ograniczające dozwolone przemieszczenia. Do najbardziej znanych tego typu formuł stosowanych dla belek należą dwa kryteria, podane przez A.F. Robertsona i J.V. Ryana, odpowiednio dla ugięć i prędkości ich narastania:

$$z_{\max} \le \frac{L^2}{800H} \qquad \text{i} \qquad \frac{dz_{\max}}{dt_{fi}} \le \frac{L^2}{159H} \tag{7.32}$$

gdzie L [cm] jest rozpiętością przęsła belki, natomiast H [cm] jej wysokością konstrukcyjną. Znacznie ostrzejszy wymóg formułuje M. Saito:

$$\frac{dz_{\max}}{dt_{fi}} \le \frac{0{,}001L}{5\,\text{min}} \tag{7.33}$$

co znaczy, że miarą trwałości pożarowej belki jest czas, po którym przyrost ugięcia $z_{\max}$ w środku rozpiętości wynosi $L/1000$ w ciągu 5 minut. Obszerniejszą dyskusję na temat warunków ograniczających dopuszczalne przemieszczenia w wyjątkowej sytuacji pożaru podano w pracy [86]. Poza przytoczonymi powyżej formułami omawia się tam również uogólnione kryterium J. Thora oraz propozycje T.Z. Harmathy'ego, ujmujące efekty reologiczne.

7.4. BELKA Z GRADIENTOWYM ROZKŁADEM TEMPERATURY W PRZEKROJU POPRZECZNYM

Rozkład temperatury w przekroju poprzecznym typowej stalowej belki stropowej z reguły nie jest równomierny. Na skutek sąsiedztwa z masywną płytą żelbetową o dużej pojemności cieplnej temperatura jej górnej półki Θ_{ag} jest nieco niższa od temperatury półki dolnej Θ_{ad}. Efekt ten został potwierdzony eksperymentalnie, między innymi przez M. Kosiorka i Z. Laskowską [93]. Sposób uwzględniania dowolnego nierównomiernego rozkładu temperatury w przekroju poprzecznym w szacowaniu nośności elementów poddanych czystemu zginaniu został omówiony w rozdziałach 6.3 i 6.4 niniejszej pracy. W tym miejscu pokazany zostanie jedynie wpływ, jaki taka niezerowa różnica temperatur $\Delta\Theta_a = \Theta_{ad} - \Theta_{ag} > 0$ ma na wartość termicznie indukowanej siły osiowej N_Θ.

Niech dla uproszczenia rozważań rozkład temperatury pomiędzy Θ_{ad} i Θ_{ag} będzie liniowy. Gradientowy rozkład temperatury w przekroju poprzecznym belki jest źródłem dodatkowego ugięcia z_Θ (*thermal bowing*). Ponieważ $\Theta_{ad} > \Theta_{ag}$, ugięcie to powiększy ugięcie mechaniczne z_m, a zatem:

$$z = z_m + z_\Theta \tag{7.34}$$

Przy czym, przy zachowaniu oznaczeń z rozdziału 7.3 (L jest rozpiętością belki, H – jej wysokością konstrukcyjną):

$$z_\Theta = -\frac{\alpha_\Theta \Delta\Theta_a}{2H}\left(x^2 - Lx\right) \tag{7.35}$$

Biorąc do analizy belkę z podporami przegubowymi i postępując analogicznie do podejścia opisanego w rozdziałach 7.2 i 7.3, otrzymuje się kolejno:

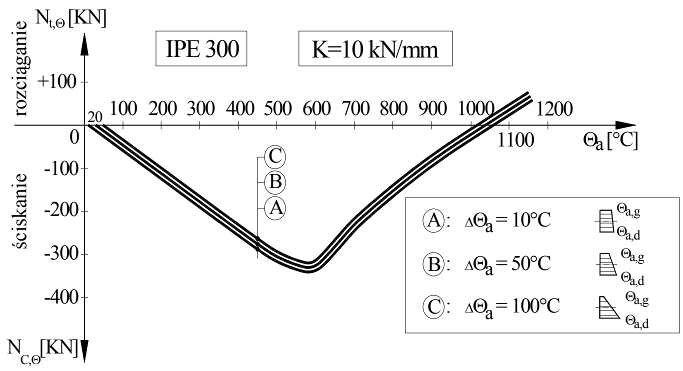
$$z(x) = \frac{16 z_{\max}}{5L}\left(\frac{x^4}{L^3} - \frac{2x^3}{L^2} + x\right) - \frac{\alpha_\Theta \Delta\Theta_a}{2H}\left(x^2 - Lx\right) \tag{7.36}$$

$$\Delta L_m = \Delta L - \Delta L_\Theta = \frac{2176 z_{\max}^2}{875L} - \alpha_\Theta\left(\Theta_a - 20\right)L + \frac{\alpha_\Theta \Delta\Theta_a L}{H}\left(\frac{16 z_{\max}}{25} + \frac{\alpha_\Theta \Delta\Theta_a L^2}{24H}\right) \tag{7.37}$$

$$N_\Theta = K^* \Delta L_m = K^* L\left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875L^2} - \alpha_\Theta\left(\Theta_a - 20\right) + \frac{\alpha_\Theta \Delta\Theta_a}{H}\left(\frac{16 z_{\max}}{25} + \frac{\alpha_\Theta \Delta\Theta_a L^2}{24H}\right)\right] \tag{7.38}$$

$$M_{AB}=\frac{qL^2}{8}-N_{\Theta}z_{\max}=k_{E,\Theta}E_aI_y\left(\frac{9{,}6z_{\max}}{L^2}-\frac{\alpha_{\Theta}\Delta\Theta_a}{H}\right)\rightarrow z_{\max} \tag{7.39}$$

Wpływ gradientu temperatury w przekroju poprzecznym na wartość termicznie indukowanej siły osiowej, przy założeniu jednolitej sztywności podpór równej K = 10 kN/mm, pokazano na rys. 7.8. Łatwo zauważyć, że w rezultacie zwiększenia ugięć mechanicznych o wartość z_{Θ} (w stosunku do belki ogrzanej w sposób równomierny w całym przekroju poprzecznym) wartość siły $N_{c,\Theta}$ maleje. Różnica na korzyść bezpieczeństwa jest tym większa, im większa różnica $\Delta\Theta_a$. Podobne wnioski wynikają również z pracy Z. Twardowskiej, J.A. Pogorzelskiego i M. Kosiorka [191]. Efekt gradientu temperatury w przekroju poprzecznym belki można zatem w zasadzie zaniedbać, przyjmując jako miarodajny przypadek równomiernego rozkładu temperatury. Z sytuacją odwrotną mamy do czynienia w bardzo wysokich temperaturach stali. Wtedy wzrost różnicy $\Delta\Theta_a$ implikuje większą wartość termicznie indukowanej siły rozciągającej $N_{t,\Theta}$. Zagrożenie to wydaje się jednak nie mieć dużego znaczenia praktycznego, towarzyszą mu bowiem bardzo znaczne ugięcia analizowanego elementu.



Rys. 7.8. Wpływ gradientu temperatury w przekroju poprzecznym belki na wartość termicznie indukowanej siły osiowej N_{Θ}

Innego rodzaju efekty występują przy rozkładzie temperatury zróżnicowanym na długości elementu. Założenie o jednolitej temperaturze w całym analizowanym pręcie wynika na ogół z dążenia do uproszczenia modelu obliczeniowego i jest wynikiem przekonania projektantów, że taki wyidealizowany przypadek jest miarodajny dla przeprowadzanych obliczeń. Konstatacja taka nie zawsze musi być prawdziwa. Dotyczy to w szczególności pracy elementów konstrukcji w warunkach pożaru zlokalizowanego. Także w sytuacji pożaru rozwiniętego poszczególne elementy ustroju nośnego mogą być lokalnie, w pobliżu węzłów lub naroży ścian, nieco chłodniejsze niż w strefach bezpośrednio wystawionych na działanie ognia.

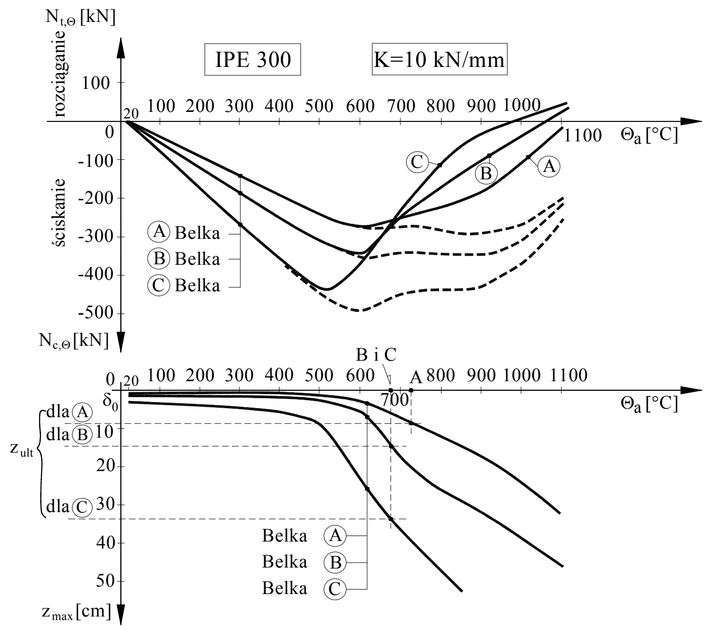
Precyzyjne oszacowanie trwałości pożarowej ogrzanych w ten sposób prętów wymaga szczegółowej analizy poszczególnych przypadków i z tego powodu zostało pominięte w niniejszym opracowaniu. Pewne ogólne wskazówki co do proponowanej metodologii postępowania podaje R. Becker [11, 12].

7.5. KRYTERIUM ZNISZCZENIA A ODPORNOŚĆ OGNIOWA BELKI

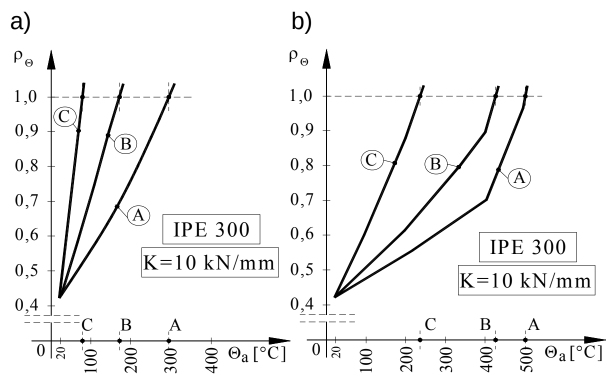
Paradoksy zależności pomiędzy przyjętym kryterium zniszczenia elementu w pożarze a otrzymaną w wyniku obliczeń jego odpornością ogniową można wykazać przez porównanie rezultatów analizy trzech belek wykonanych z tego samego kształtownika stalowego – IPE 300 i opartych na podporach o sztywności na przesuw poziomy wynoszącej w każdym przypadku K = 10 kN/mm [133]. Belki te różnią się między sobą jedynie rozpiętością L. Obciążenie obliczeniowe q_d zostało dobrane w taki sposób, aby za każdym razem dawało identyczny moment zginający równy $M_{LR} = q_d L^2/8 = 63{,}0$ kNm, w szczególności:

- dla belki A $\rightarrow L = 4{,}5$ m, $q_d = 24{,}9$ kN/m,
- dla belki B $\rightarrow L = 6{,}7$ m, $q_d = 14{,}0$ kN/m,
- dla belki C $\rightarrow L = 9{,}0$ m, $q_d = 6{,}22$ kN/m.

Wykorzystanie uproszczonej formuły (7.5) prowadzi do wyników przedstawionych na rys. 7.9 liniami przerywanymi. Łatwo zauważyć, że największa siła ściskająca $N_{c,\Theta}$ w całym zakresie temperatur Θ_a indukuje się w belce C o największej rozpiętości, natomiast odpowiednio najmniejsza – w belce A. Rezultaty otrzymane na podstawie bardziej precyzyjnych formuł (7.17) i (7.18) są jakościowo inne, co należy szczególnie podkreślić. Odpowiednie zależności pokazano liniami ciągłymi na rys. 7.9. Siła osiowa $N_{c,\Theta}$ generująca się w belce C ma teraz w odpowiednio wysokiej temperaturze stali wartość wyraźnie mniejszą od tej, która została wyznaczona dla belki B, a przede wszystkim dla belki A. Przyczyną takiej redukcji są największe ugięcia belki C. Efekt przyciągania podpór jest w niej najbardziej widoczny, a zatem i kompensacja ich termicznego rozpychania – najmocniejsza. W konsekwencji oszacowana w ten sposób wartość siły ściskającej jest w takich temperaturach zawsze zdecydowanie mniejsza od tej, którą przy tych samych danych wejściowych wyznaczono na podstawie zależności (7.5). Zauważmy, że ze wzrostem temperatury zmienia się nie tylko siła $N_{c,\Theta}$, ale również moment zginający $M_{LR,\Theta}$ (patrz wzór (7.11)).



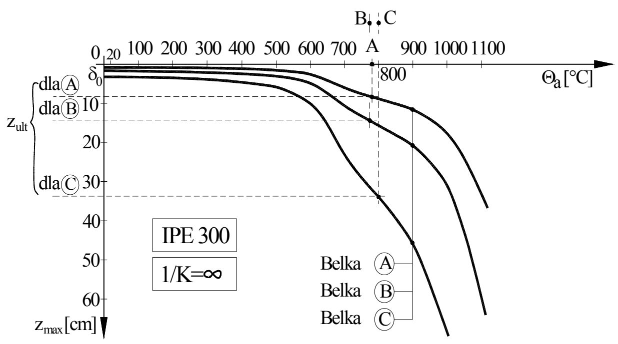
Rys. 7.9. Siły osiowe i ugięcia maksymalne w analizowanych belkach: linie ciągłe – wyniki otrzymane z układu równań (7.17) i (7.18), linie przerywane – wyniki zastosowania uproszczonej formuły (7.5)



Rys. 7.10. Szacowanie odporności ogniowej belki za pomocą kryterium naprężeniowego: a) wyboczenie względem osi słabej, b) wyboczenie w płaszczyźnie zginania

Na rysunku 7.10 pokazano sposób wyznaczania na podstawie warunków (7.26) i (7.27) krytycznej temperatury belki $\Theta_{a,cr}$, która jest miarą jej odporności ogniowej. Rysunek 7.10a dotyczy przypadku wyboczenia w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny zginania, na rys. 7.10b natomiast w celach porównawczych przeanalizowano sytuację, gdy wyboczenie następuje w płaszczyźnie zginania. Z uwagi na to, że w temperaturze zbliżonej do temperatury krytycznej siła osiowa o najmniejszej wartości występowała w najkrótszej belce A, odpowiadała jej zawsze największa trwałość pożarowa.

Rysunek 7.9 pozwala również na wyznaczenie trwałości pożarowej belek przy wykorzystaniu kryterium odkształceniowego. Za graniczną wartość ugięcia przyjęto z_{ult} określone na podstawie (7.32), stąd dla belki A z_{ult} = 84,4 mm, dla belki B z_{ult} = 150,0 mm i dla belki C z_{ult} = 337,5 mm. Jak widać, wartości temperatury $\Theta_{a,\,cr}$ otrzymane dla poszczególnych belek są zbliżone. Niemniej jednak można uznać, że odporność ogniowa belek B i C jest najmniejsza, jakkolwiek ugięcia belki B w warunkach pożaru nie są największe. Przede wszystkim jednak uzyskane oszacowania są ilościowo różne od tych, które wynikają z kryterium naprężeniowego (rys. 7.10).



Rys. 7.11. Ugięcia rozważanych belek w przypadku nieskończonej podatności na przesuw

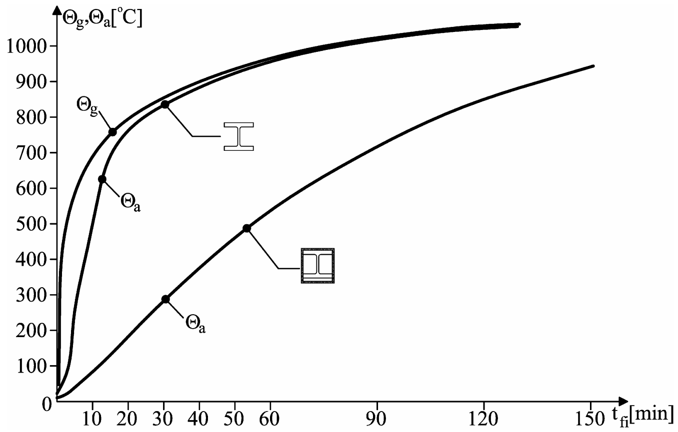
W następnym kroku przeanalizujmy przypadek nieskończonej podatności podpór na przesuw poziomy. W takiej sytuacji w belce ogarniętej przez pożar w ogóle nie powstaje siła osiowa, gdyż jej wydłużenie termiczne nie jest w żaden sposób ograniczane. Jest ona zatem jedynie zginana. Jeżeli do oceny odporności elementu przyjąć kryterium naprężeniowe, to trzeba uznać że każdej z analizowanych belek odpowiada taka sama temperatura krytyczna. Nie różni się bowiem ich nośność przekroju, a także moment zginający ma w każdym przypadku tą samą wartość. W rezultacie oznacza to, że odporność ogniowa belek z nieograniczoną możliwością swobodnego wydłużenia termicznego nie zależy od ich rozpiętości. Konstatacja taka nie potwierdza się jednak po zastosowaniu kryterium odkształceniowego (rys. 7.11). Oczywiste jest bowiem, że ugięcia analizowanych belek są tym większe, im większa wartość L. Wnioskowanie nie jest tu jednak tak jednoznaczne. Dla większych rozpiętości mamy bowiem również odpowiednio większe wartości z_{ult} (według formuły (7.32)). Problem swoistego niedoszacowania odporności ogniowej długich belek stalowych o nieskończonej podatności podpór na przesuw poziomy, przy stosowaniu zalecanego przez większość norm naprężeniowego kryterium zniszczenia elementu w pożarze, był sygnalizowany już pod koniec lat osiemdziesiątych ubiegłego wieku [178].

7.6. SŁUP OSIOWO ŚCISKANY Z NIEOGRANICZONĄ MOŻLIWOŚCIĄ TERMICZNEGO WYDŁUŻENIA

Zasady oceny nośności w warunkach pożaru stalowych elementów osiowo ściskanych zostały opisane w rozdziale 6.2 tej monografii. Metodykę szacowania ich trwałości pożarowej w przypadku gdy na skutek rozszerzalności termicznej nie powstają w nich w wysokiej temperaturze dodatkowe siły wewnętrzne (brak skrępowania termicznego wydłużenia) można prześledzić, analizując przykład numeryczny opracowany przez autora niniejszej pracy i szczegółowo omawiany w publikacji [127].

Wyznaczmy odporność ogniową dwuprzegubowego słupa stalowego, którego jedna podpora jest przesuwna w pionie, co zapewnia swobodę odkształceń termicznych. Wysokość słupa L = 6,0 m. Długość wyboczeniowa $L_w = L$. Słup wykonano ze stali St3S (S235JR) o parametrach: f_d = 215 MPa, f_y = 235 MPa. Częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_M = f_y/f_d \approx 1{,}1$. Przyjęto przekrój HEB 300 (h = 300 mm, b = 300 mm, t_w = 11 mm, t_f = 19 mm, A = 149 cm^2, i_x = 13,0 cm, i_y = 7,58 cm). Smukłości: λ_x = 600/13 = 46,15, λ_y = 600/7,58 = 79,16. Miarodajna jest smukłość λ_y. Smukłość względna $\overline{\lambda_y} = 79{,}16/84 = 0{,}942$.

Wymagana odporność ogniowa słupa $t_{fi,\,req}$ = 1 h. Wybrano izolację przeciwogniową typu skrzynkowego, wykonaną z płyt mineralnego kompozytu silikatowego grubości d_p = 10 mm. Parametry izolacji: gęstość ρ_p = 870 kg/m^3, przewodność cieplna λ_p = 0,175 W/(m·K), ciepło właściwe c_p = 1200 J/(kg·K). Producent izolacji gwarantuje (przy zastosowanej przez projektanta grubości) uzyskanie odporności ogniowej R60 (1 h). Wskaźnik masywności przekroju izolowanego $U/A = (2h + 2b)/A$ = 80,5 m^{-1}. W celu porównania rozważa się także taki sam słup o przekroju HEB 300 bez żadnej izolacji. Wskaźnik masywności takiego przekroju wynosi $U/A = 2[b + (b - t_w) + (h - 2t_f)]/A$ = 114,2 m^{-1}. Słup obciążony jest obciążeniem stałym G_k i jednym zmiennym Q_k. Prowadząc obliczenia zgodnie z normą PN-EN 1990 [249], przyjęto γ_G = 1,35 i γ_Q = 1,5 oraz γ_{GA} = 1,0 i $\psi_{2,1}$ = 0,5 czyli $\eta_{fi} = \dfrac{1{,}0G_k + 0{,}5Q_k}{1{,}35G_k + 1{,}5Q_k}$. Temperatura gazów spalinowych Θ_g rośnie zgodnie z krzywą pożaru standardowego. Temperatury elementu stalowego Θ_a określono dla wybranych chwil t_{fi}, osobno dla elementu nie izolowanego i izolowanego wybranym przez projektanta materiałem. Przyjęto, że w chwili rozgorzenia pożaru (t_{fi} = 0) $\Theta_g = \Theta_g$ = 20 [°C]. Wyniki przedstawiono na rys. 7.12.



Rys. 7.12. Temperatura $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$ w przekroju bez izolacji i przekroju izolowanym wybranym w przykładzie materiałem

W analizowanym przykładzie porównuje się dwa alternatywne podejścia obliczeniowe. Pierwsze z nich bazuje na aktualnie obowiązującej w kraju normie podstawowej PN-90/B-03200 [245], drugie natomiast jest skorygowanym przez autora niniejszej monografii ujęciem wytycznych normy ENV 1993-1-2 [233], która stanowi wcześniejszą wersję przepisów EN 1993-1-2 [230] (a stąd także PN-EN 1993-1-2 [252]). W ten sposób uzyskano możliwość rozważań w pełni zharmonizowanych z podejściem „europejskim", przy pozostawieniu tradycyjnego formalizmu znanego projektantom z przepisów [245]. Szczegółowy opis obydwu metodologii został omówiony w rozdziale 6.2.

Podejście norm ENV 1993-1-2 [233] do szacowania nośności słupa w pożarze $N_{b,Rd,\Theta}$ można w zasadzie sprowadzić do obliczeń analogicznych, jak w temperaturach pokojowych. Podstawową zmianą jest zastąpienie smukłości λ_p wartością $\lambda_{p,\Theta}$. Przeprowadzone w szerokim zakresie badania doświadczalne pokazały jednak, że uzyskane tą drogą wyniki dają zawyżoną ocenę nośności $N_{b,Rd,\Theta}$, nawet przy wykorzystaniu „najostrzejszej" krzywej wyboczeniowej c. Dopasowanie rezultatów analizy teoretycznej do rzeczywistości wymagało przyjęcia empirycznego współczynnika korekcyjnego o wartości 1,2. Jeżeli zatem nośność słupa określona dla podstawowej sytuacji projektowej, bez uwzględniania efektów pożaru, wynosi $N_{b,Rd,0}$ to analogiczna początkowa nośność $N^*_{b,Rd,\Theta}$ wyznaczana dla momentu jego rozgorzenia $t_{fi} = 0$ i uwzględniająca zamianę krzywej wyboczeniowej b na krzywą c będzie równa:

$$N^*_{b,Rd,0} = \frac{\varphi^{(c)}}{1{,}2\varphi^{(b)}} N_{b,Rd,0} = \xi\, N_{b,Rd,0} \tag{7.40}$$

W ujęciu normy EN 1993-1-2 [230] (zatem również w PN-EN 1993-1-2 [252]) zaniechano rekomendacji cytowanego współczynnika, wprowadzając w to miejsce odpowiednią zmianę w formule definiującej współczynnik wyboczeniowy (patrz rozdział 6.2).

a) rozwiązanie na podstawie normy PN-90/B-03200 [245]:

Nośność słupa zredukowaną w temperaturze Θ_a oblicza się na poziomie wartości charakterystycznej:

$$N^*_{b,R,\Theta} = \varphi_{c,\Theta} A f_{y,\Theta} = \frac{\varphi_{c,\Theta}}{\varphi_c} k_{y,\Theta} N^*_{b,R,0} = m_{c,\Theta} k_{y,\Theta} N^*_{b,R,0} .$$

W analizowanym podejściu współczynnik wyboczeniowy φ_c dla przekroju dwuteowego wyznacza się według krzywej b. Ponieważ:

$$\lambda_{p,c} = \frac{1{,}08}{\sqrt{1{,}1}} \lambda_p = 1{,}03 \cdot 84 = 86{,}5 \text{, a zatem } \overline{\lambda_c} = \frac{79{,}16}{86{,}5} = 0{,}915 ,$$

czyli $\varphi_c = \varphi_c^{(b)} = \left(1 + 0{,}915^{3,2}\right)^{-\frac{1}{1,6}} = 0{,}704$.

Stąd $N^*_{b,R,0} = 0{,}704 \cdot 149 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3 = 2465{,}0$ kN.

Współczynnik wyboczeniowy $\varphi_{c,\Theta} = \left[1 + \left(\frac{1}{\varphi_c} - 1\right)\frac{1}{k_{E,\Theta}}\right]^{-1}$ należy wyznaczyć na podstawie wartości $k_{E,\Theta}$ zaczerpniętych z normy [245]. Uzyskuje się w ten sposób ilorazy $m_{c,\Theta} = \varphi_{c,\Theta}/\varphi_c$ dla temperatur Θ_a osiągniętych po czasie t_{fi}. Iloczyny $m_{c,\Theta} k_{y,\Theta}$ są miarą redukcji nośności $\rho_\Theta = \dfrac{N^*_{b,R,\Theta}}{N^*_{b,R,0}}$. Zależność $\rho_\Theta = \rho_\Theta(t_{fi})$ zaznaczono na rys. 7.13 linią ciągłą. Odniesiono ją do krzywej $\rho_\Theta = k_{y,\Theta}$ pokazanej linią przerywaną. Krzywa ta opisuje redukcję nośności słupa w pożarze oszacowaną metodą uproszczoną, czyli przy założeniu, że współczynnik wyboczeniowy $\varphi_\Theta = \varphi$ nie zależy od temperatury Θ_a.

Jeśli zatem badany element ma zapewnić bezpieczeństwo w pożarze przez wymagany czas 60 minut, jak to gwarantuje producent wybranego na izolację przeciwogniową materiału, musi być spełniony warunek $\rho_\Theta \geq \mu_0$, co jest prawdą, gdy $\mu_0 \leq 0{,}399$ (mniejszy stopień wykorzystania μ_0 pozwala na większą redukcję $\rho_\Theta \rightarrow$ rys. 7.13). Analiza metodą uproszczoną prowadzi do nierówności $\mu_0 \leq 0{,}470$.

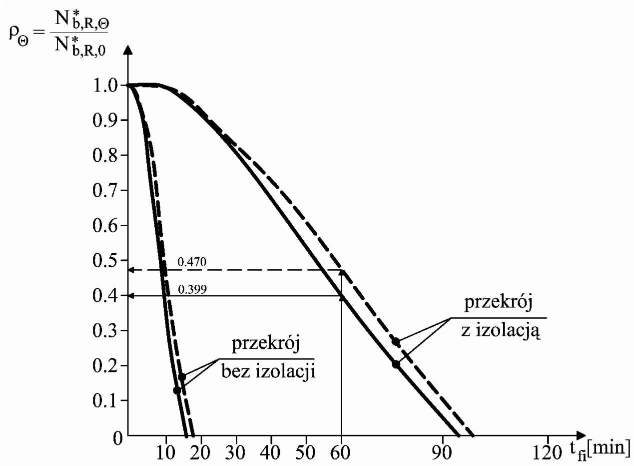
Jeśli pominąć rozróżnienie pomiędzy współczynnikami wyboczeniowymi φ_c i φ, czyli wyznaczać φ_Θ przy założeniu obliczeniowych wartości f_d i E_d, to zachodzi $\varphi^{(b)} = \left(1 + 0{,}942^{3,2}\right)^{-\frac{1}{1,6}} = 0{,}686$. Redukcję nośności ze wzrostem temperatury

Θ_a określa się teraz na poziomie wartości obliczeniowej. Początkowa obliczeniowa nośność słupa wynosi:

$$N_{b,Rd,0} = 0{,}686 \cdot 149 \cdot 10^{-4} \cdot 215 \cdot 10^{3} = 2197{,}6 \ \ [\text{kN}].$$

Współczynnik wyboczeniowy φ_Θ wylicza się z formuły $\varphi_\Theta = \left[1 + \left(\frac{1}{\varphi} - 1 \right) \frac{1}{k_{E,\Theta}} \right]^{-1}$.

Można stąd określić wartości stosunku $m_\Theta = \varphi_\Theta^{(b)} / \varphi^{(b)}$. Porównanie ich z obliczonymi wcześniej, odpowiadającymi współczynnikami $m_{c,\Theta}$ (wyznaczonymi dla takiej samej temperatury Θ_a) pokazuje, że ilościowe różnice pomiędzy nimi są zaniedbywalne. Zdaniem autora, operowanie w ocenie odporności ogniowej słupów osiowo ściskanych obliczeniowymi wartościami granicy plastyczności i modułu sprężystości stali w miejsce wartości charakterystycznych wydaje się w pełni dopuszczalnym uproszczeniem, które nie prowadzi do istotnych błędów w szacowaniu czasu $t_{fi,d}$.



Rys. 7.13. Metoda PN-90/B-03200 [245]. Względna redukcja nośności słupa w pożarze: linia ciągła – przy uwzględnieniu zależności $\varphi_{c,\Theta}^{(b)} = \varphi_c^{(b)}(\Theta_a)$, linia przerywana – dla stałej wartości $\varphi_c^{(b)} = \text{const}$

Przy danym poziomie obciążenia zewnętrznego można z rys. 7.13 odczytać bezpośrednio odporność ogniową $t_{fi} = t_{fi,d}$ po określeniu zapasu bezpieczeństwa wyrażonego poprzez stopień wykorzystania μ_0. Można także, dla zadanej wymaganej odporności, ustalić maksymalny poziom obciążenia słupa. Sposób postępowania zostanie przedstawiony dla przypadku analizy opartej na zaleceniach normy ENV 1993-1-2 [233].

b) rozwiązanie według normy ENV 1993-1-2 [233] zharmonizowane z podejściem normy PN-90/B-03200 [245]:

Współczynniki wyboczeniowe określone dla podstawowej sytuacji projektowej:
– według krzywej b $\varphi^{(b)} = (1 + 0{,}942^{3,2})^{-1/1,6} = 0{,}686$,
– według krzywej c $\varphi^{(c)} = (1 + 0{,}942^{2,4})^{-1/1,2} = 0{,}595$.

Współczynnik redukcji nośności początkowej uwzględniający zamianę krzywej b na krzywą c oraz empiryczny współczynnik korekcyjny $\xi = 0{,}595/(1{,}2 \cdot 0{,}686) = 0{,}723$. Nośność słupa określona w podstawowej sytuacji projektowej (na poziomie wytrzymałości charakterystycznej):

$$N_{b,\,R,\,0} = 0{,}686 \cdot 149 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^{3} = 2402{,}0 \text{ kN.}$$

Nośność zredukowana w chwili wybuchu pożaru:

$$N^{*}_{b,\,R,\,0} = 0{,}723 \cdot 2402{,}0 = 1736{,}6 \text{ kN.}$$

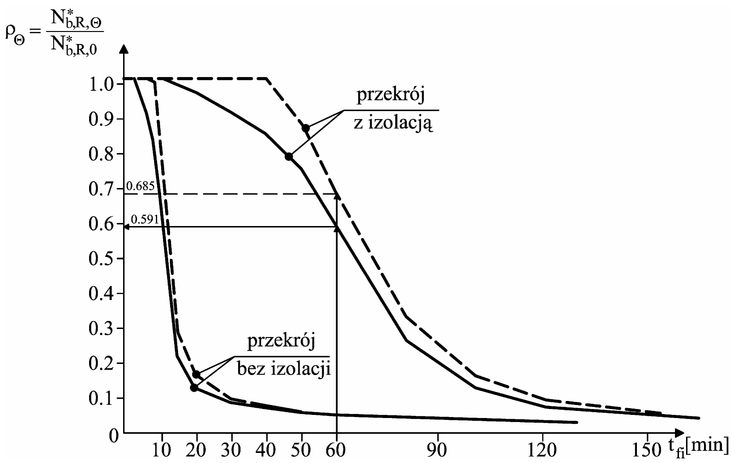
Zredukowaną w pożarze nośność $N^{*}_{b,\,R,\,\Theta}$ oblicza się analogicznie jak poprzednio, czyli $N^{*}_{b,\,R,\,\Theta} = m_{\Theta}\, k_{y,\,\Theta}\, N^{*}_{b,\,R,\,0}$ (współczynnik $m_{\Theta} = \varphi^{(c)}_{\Theta} / \varphi^{(c)}$ zastępuje używany wcześniej $m_{c,\,\Theta}$). Współczynnik wyboczeniowy φ_{Θ} zależy od temperatury:

$$\varphi_{\Theta} = \left[1 + \left(\frac{\bar{\lambda}}{\psi}\right)^{2n}\right]^{-\frac{1}{n}}, \text{ przy czym } \psi = \sqrt{k_{E,\,\Theta} / k_{y,\,\Theta}}\,.$$

Wartości współczynników $k_{y,\,\Theta}$ i $k_{E,\,\Theta}$, odczytanych z normy [252] i interpolowanych liniowo dla temperatur Θ_a osiągniętych po upływie wybranych chwil t_{fi}, zestawiono w tab. 8.17 wraz z obliczonymi dla nich parametrami ψ, m_{Θ}, ρ_{Θ}. Wielkość względnej redukcji nośności $\rho_{\Theta}(t_{fi}) = N^{*}_{b,\,R,\,\Theta}(t_{fi}) / N^{*}_{b,\,R,\,0}$ analizowanego elementu pokazano na rys. 7.14, dla przypadków przekroju bez izolacji i przekroju chronionego materiałem wybranym przez projektanta, przy uwzględnieniu zmienności $\varphi^{(c)}_{\Theta} = \varphi^{(c)}(\Theta_a)$ (łamane oznaczone linią ciągłą). Analogiczną redukcję otrzymaną przy założeniu stałej wartości współczynnika wyboczeniowego w pożarze, czyli $\varphi^{(c)}_{\Theta} = \varphi^{(c)}$, pokazują linie przerywane. Jak widać, różnica jest istotna, zwłaszcza dla wartości ρ_{Θ}, a więc równocześnie μ_0, bliskich 1,0, czyli takich, z którymi najczęściej mamy do czynienia w praktyce projektowej.

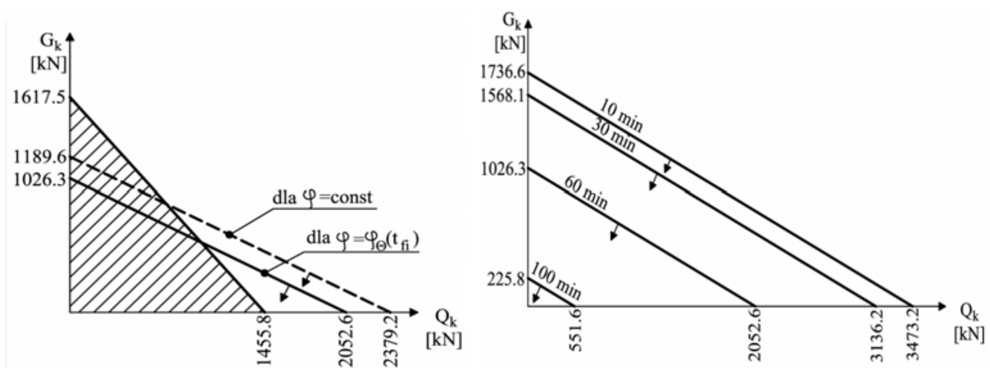
Producent wybranej przez projektanta izolacji zapewnia, że jej zastosowanie do ochrony analizowanego w przykładzie słupa zapewni w przypadku pożaru przenoszenie przyłożonych obciążeń przez wymagany czas 60 minut. Okazuje się jednak, że wymaga to spełnienia warunku $\rho_{\Theta} \geq \mu_0$, czyli $\mu_0 \leq 0{,}591$ (rys. 7.14). Założenie stałej (niezależnej od Θ_a) wartości φ prowadzi do łagodniejszego oszacowania

$\mu_0 \leq 0{,}685$. Ponieważ $N_{c,\,d} = 1{,}35G_k + 1{,}5Q_k$, po podstawieniu wyrażenia na η_{fi} mamy $1{,}0G_k + 0{,}5Q_k \leq 0{,}591 \cdot 1736{,}6 = 1026{,}3$ kN, a stąd obszar rozwiązań dopuszczalnych przedstawiony na rys. 7.15. Przy założeniu stałej wartości współczynnika wyboczeniowego $\varphi = \varphi^{(c)} = \text{const}$ otrzymuje się $\mu_0 \leq 0{,}685$ i $1{,}0G_k + 0{,}5Q_k \leq 1189{,}6$ kN. Ilościowe różnice pomiędzy obydwoma rozwiązaniami są zatem znaczne. Zaznaczmy, że podejście uproszczone daje oszacowania po stronie niebezpiecznej.



Rys. 7.14. Metoda ENV 1993-1-2 [233] zharmonizowana z normą PN-90/B-03200 [245]. Względna redukcja nośności słupa w pożarze: linia ciągła – przy uwzględnieniu zależności $\varphi_\Theta^{(c)} = \varphi^{(c)}(\Theta_a)$, linia przerywana – dla stałej wartości $\varphi^{(c)} = \text{const}$

a) b)



Rys. 7.15. Dopuszczalne obciążenie słupa (G – stałe i Q – zmienne): a) gwarantujące 60-minutową odporność ogniową R60 (obszar zakreskowany wyznacza dopuszczalny poziom obciążenia zapewniający bezpieczeństwo w podstawowej sytuacji projektowej – gdy nie ma pożaru), b) gwarantujące odporność ogniową R10, R30, R60 i R100

Wyniki pokazane na rys. 7.15a odniesiono do rozwiązania uzyskanego dla podstawowej sytuacji projektowej, czyli bez uwzględniania wpływu pożaru. Wtedy bowiem $\left(1{,}35G_k + 1{,}5Q_k\right) \Big/ \left(\dfrac{2402{,}0}{1{,}1}\right) \le 1$ (przyjęto, że $\gamma_M = \dfrac{235}{215} \approx 1{,}1$), co oznacza, że $0{,}9G_k + Q_k \le 1455{,}8$ kN. Obszar bezpieczny wynikający z tej zależności na rysunku zakreskowano. Oczywiście dla przyjętej w przykładzie izolacji można ustalić dopuszczalne obciążenia pozwalające na osiągnięcie innej niż 60 minut odporności ogniowej. Niektóre tego typu rozwiązania zaprezentowano na rys. 7.15b.

Z rozważanego przykładu wynika, że jeśli obciążenie zmienne Q_k jest odpowiednio duże w stosunku do towarzyszącego mu obciążenia stałego G_k to, na skutek uwzględnienia dodatkowych rezerw bezpieczeństwa, realna nośność po 60 minutach pożaru nie spada, ale nawet nieco wzrasta (rys. 7.15a). Nie jest to jednak rezultatem fizycznej natury zjawiska, lecz jedynie matematycznej zasady kombinacji obciążeń w wyjątkowej sytuacji pożaru. Analogiczne rozważania przeprowadzone zgodnie z przepisami PN-90/B-03200 [245] dałyby wyniki ilościowo różne. Zdaniem autora, istnieje potrzeba większej niż dotychczas harmonizacji tego typu zasad tak, aby różnice wynikające jedynie z przyjętego modelu kombinacji nie dominowały nad faktycznymi efektami pożaru.

7.7. SŁUP OSIOWO ŚCISKANY Z PODPORAMI OGRANICZAJĄCYMI WYDŁUŻENIE TERMICZNE

Ograniczenie możliwości swobodnych odkształceń termicznych skutkuje w pożarze powstawaniem dodatkowych naprężeń, a co za tym idzie, sił wewnętrznych. Można je wyznaczyć korzystając chociażby z układu równań kanonicznych metody sił [13]. W przypadku słupa osiowo ściskanego efektem równomiernego wzrostu temperatury będzie jedynie zwiększanie się siły podłużnej (aż do jego wyboczenia). W podstawowej sytuacji projektowej (przed wybuchem pożaru) słup ulega sprężystemu skróceniu $\Delta_{el,0}$ na skutek działania obliczeniowej siły ściskającej $N_{c,d}$. Jego wartość wynosi $\Delta_{el,0} = (N_{c,d} L)/(E_a A)$. Jeśli miałby on możliwość nieskrępowanego wydłużania się, to w warunkach pożaru zmiana jego długości Δ wyniosłaby (zakłada się że podczas montażu słupa $\Theta_a = 20$ [°C]):

$$\Delta = \Delta_\Theta - \left(\Delta_{el} - \Delta_{el,0}\right) = \alpha_\Theta\left(\Theta_a - 20\right)L - \frac{N_{c,d}\,L}{A}\left(\frac{1}{E_{a,\Theta}} - \frac{1}{E_a}\right) \tag{7.41}$$

gdzie Δ_Θ jest swobodnym wydłużeniem termicznym ($\alpha_\Theta = 12 \cdot 10^{-6}$ [1/°C]). Zablokowanie tego potencjalnego odkształcenia indukuje dodatkową, zależną od temperatury Θ_a, siłę podłużną N_Θ

$$N_\Theta = \frac{\Delta E_{a,\Theta} A}{L} = \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20\right) k_{E,\Theta} \, E_a \, A - N_{c,d} \left(1 - k_{E,\Theta}\right) \tag{7.42}$$

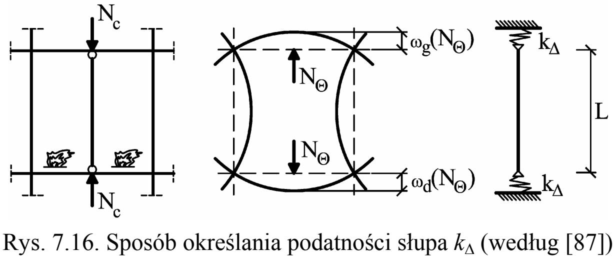
Jeżeli warunki podparcia nie pozwalają na jakiekolwiek przemieszczenie obydwu końców, to siły te są na tyle duże, że wraz z obciążeniem $N_{c,\,d}$ powodują uplastycznienie przekroju słupa już po kilku minutach pożaru, w temperaturze Θ_a rzędu zaledwie kilkudziesięciu °C. Odporność ogniowa takiego elementu jest wtedy znikoma. Na ogół co najmniej jeden koniec słupa jest podparty w sposób podatny, zapewniając ograniczoną zdolność do wydłużania się wzdłuż osi elementu. Tego typu podporami często są rygle ram o skończonej sztywności. Analizę takiego przypadku przeprowadził autor w pracy [127]. Stopień podatności podpory na wydłużenie słupa oznaczono tam przez k_Δ. Przy nieograniczonej swobodzie odkształceń $k_\Delta = 1$, natomiast przy braku jakiejkolwiek możliwości wydłużania się $k_\Delta = 0$. Trzeba zaznaczyć, że są to oznaczenia odmienne od tych, które stosowano w zaprezentowanej wcześniej analizie belek z podporami podatnymi, gdzie symbol K wyznaczał sztywność, która jest odwrotnością podatności. Uwzględnienie podatności k_Δ w formule (7.42) prowadzi do zapisu:

$$N_\Theta = \frac{\left(1 - k_\Delta\right) \Delta E_{a,\Theta} \, A}{L} = \left(1 - k_\Delta\right) \left[\alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20\right) k_{E,\Theta} \, E_a \, A - N_c \left(1 - k_{E,\Theta}\right)\right] \tag{7.43}$$

Rzeczywistą wartość podatności k_Δ można otrzymać, badając faktyczne przemieszczenia podpór (dolnej ω_d i górnej ω_g) od przyłożonej siły N_Θ (rys. 7.16) jako pierwiastek równania [87]:

$$k_\Delta \Delta = \omega_d \left(N_\Theta\right) + \omega_g \left(N_\Theta\right) \tag{7.44}$$

Ponieważ wartość siły N_Θ nie jest znana z góry i należy ją wyznaczyć z zależności (7.43), a ta z kolei wymaga znajomości podatności k_Δ, obliczenia należy prowadzić metodą iteracyjną. Trzeba podkreślić, że podatność k_Δ również nie ma stałej wartości przez cały czas trwania pożaru, lecz wzrasta z jego rozwojem. Każdy przyrost temperatury gazów spalinowych Θ_g oznacza także analogiczny przyrost temperatury rygli Θ_a stanowiących podparcie słupa, a zatem redukcję ich sztywności.



Rys. 7.16. Sposób określania podatności słupa k_Δ (według [87])

Miarodajna siła podłużna $N_{c,\,d,\,\Theta}(t_{fi}) = N_{c,\,d} + N_{\Theta}(t_{fi})$ rośnie z czasem. Oznacza to, że także stopień wykorzystania $\mu_{0,\,\Theta} = \mu_{0,\,\Theta}(t_{fi})$ nie jest stały i należy go wyliczać osobno dla każdej zadanej temperatury Θ_a. Sposób wyznaczenia odporności ogniowej $t_{fi,\,d}$ jako współrzędnej przecięcia wykresu $\rho_{\Theta} = \rho_{\Theta}(t_{fi})$ i krzywej $\mu_{0,\,\Theta} = \mu_{0,\,\Theta}(t_{fi})$ (a nie prostej jak w przypadku nieskrępowanych odkształceń) pozostaje niezmieniony.

Wyznaczmy trwałość pożarową słupa izolowanego z przykładu b analizowanego w rozdziale 7.6, zakładając że jego obie podpory są przegubowo nieprzesuwne, blokują więc możliwość swobodnych odkształceń termicznych. Blokada ta nie jest pełna, bowiem podatność podpór na wydłużanie się słupa wynosi k_{Δ}. Niech $G_k = 500$ kN i $Q_k = 1000$ kN, stąd

$$N_{c,\,d} = 1{,}35 \cdot 500 + 1{,}5 \cdot 1000 = 2175 \text{ kN} .$$

Zauważmy, że $N_{c,\,d} < \dfrac{N_{b,\,Rd,\,0}}{1{,}0} = N_{b,\,R,\,0} = 2402{,}0 \text{ kN}$, a więc w podstawowej sytuacji projektowej słup nie ulegał wyboczeniu i przenosił przyłożone obciążenia. W warunkach pożaru funkcja $\rho_{\Theta} = \rho_{\Theta}(t_{fi})$ przebiega identycznie jak w przykładzie b (rys. 7.14). Współczynnik przejścia z podstawowej do wyjątkowej sytuacji projektowej wynosi:

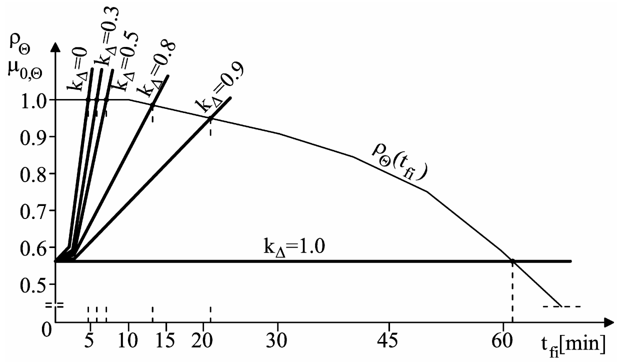
$$\eta_{fi} = \left(1{,}0 \cdot 500 + 0{,}5 \cdot 1000 + N_{\Theta}\right)/2175 = 0{,}460 + N_{\Theta}/2175 .$$

Zapas $\mu^* = N_{c,\,d} \big/ N^*_{b,\,R,\,0} = 2175/1736{,}6 = 1{,}252 > 1$, więc

$$\mu_{0,\,\Theta} = \mu^* \eta_{fi} = 1{,}252 \cdot \left(0{,}460 + N_{\Theta}/2175\right) = 0{,}576 + N_{\Theta}/1736{,}6 .$$

Otrzymane w przykładzie funkcje $\mu_{0,\,\Theta} = \mu_{0,\,\Theta}(t_{fi})$ (przy założeniu różnych podatności k_{Δ}) zostały pokazane na rys. 7.17. Przecinają one łamaną $\rho_{\Theta} = \rho_{\Theta}(t_{fi})$ skopiowaną z przykładu b (rys. 7.14) w punktach, których współrzędna czasowa jest poszukiwaną trwałością pożarową słupa $t_{fi,\,d}$. Zwróćmy uwagę, że nawet nieznaczne ograniczenie swobody odkształceń termicznych skutkuje gwałtowną redukcją tej odporności. Dla $k_{\Delta} = 1$, czyli przy nieskrępowanej możliwości wydłużania się, czas $t_{fi,\,d}$ oszacowano na około 61 minutę pożaru, już przy założeniu 90% podatności uległ on zmniejszeniu do 21 minut, a przy pełnym zablokowaniu potencjalnych przemieszczeń podpór jedynie do 5 minut.

Uogólniając, trzeba zauważyć, że wzrost temperatury Θ_a z czasem t_{fi} skutkuje wprawdzie monotoniczną redukcją granicy plastyczności i modułu sprężystości stali, ale efekt ten jest w części kompensowany przez uwzględnienie dodatkowych rezerw bezpieczeństwa, w szczególności potraktowanie pożaru jako wyjątkowej sytuacji projektowej i określenie nośności na poziomie wartości charakterystycznej.



Rys. 7.17. Trwałość pożarowa analizowanego w przykładzie słupa z ograniczoną możliwością odkształceń termicznych

Dlatego w analizie zachowania się konstrukcji w pożarze możliwe jest otrzymanie wartości $\mu^* > 1$. Należy bowiem pamiętać, że rzeczywisty zapas bezpieczeństwa wyraża teraz współczynnik $\mu_0 = \eta_{fi}\mu^* \leq 1$.

7.8. WPŁYWY REOLOGICZNE

Wpływ zmienności w czasie pola temperatury elementu, w szczególności prędkości nagrzewania, historii kolejno po sobie następujących epizodów nagrzewania i stygnięcia, a także zmian w strukturze materiału spowodowanych działaniem ognia, na wartość właściwości mechanicznych stali został omówiony w rozdziale 4.3. Pokazano tam, że badany materiał wykazuje pewną bezwładność w reakcji na zjawiska reologiczne. Wynika ona głównie ze zmiany charakteru deformacji ziaren ferrytu i perlitu w zależności od tego, czy element nagrzewa się szybko (wtedy powyższe efekty z reguły nie zdążą się uwidocznić i ich intensywność jest niewielka) czy wolniej (mniejsza prędkość wzrostu temperatury stali zwiększa prawdopodobieństwo wydłużeń ziaren). Wpływ powyższych efektów na pracę elementów stalowych poddanych działaniu pożaru jest istotny, zwłaszcza w temperaturach Θ_a powyżej 320°C. Wartość ta, przyjmowana za dolną granicę pełzania stali, odpowiada w przybliżeniu jednej trzeciej temperatury jej topnienia. Z uwagi na charakter i ograniczenia prezentowanej monografii celem autora nie jest w tej części pełny wykład postulowanych modeli matematycznych, prowadzących do odpowiednich metodologii postępowania, ale raczej odniesienie się do wybranych rozwiązań uzyskanych i dyskutowanych przez różnych autorów i dostępnych dla projektanta w krajowej literaturze przedmiotu.

Podstawowym czynnikiem w zasadzie determinującym wyniki analizy jakościowej uwzględniającej wpływ zjawisk reologicznych na wartość trwałości pożarowej badanych elementów ustroju nośnego jest przyjęte w obliczeniach *kryterium* *zniszczenia*. W niniejszej monografii autor postuluje, aby zniszczenie elementu kojarzyć jednoznacznie z wyczerpaniem możliwości przenoszenia przyłożonych do niego obciążeń, sumowanych wraz z obciążeniami indukowanymi na skutek pożaru zgodnie z regułami kombinacji działań odpowiadającej wyjątkowej sytuacji projektowej. Jest to zatem *kryterium wytrzymałościowe*. Warunki ograniczające deformacje prętów i przemieszczenia węzłów stanowią w takim ujęciu jedynie *kryteria uzupełniające*. Tego typu podejście jest zgodne z koncepcją projektowania postulowaną w odpowiednich normach przedmiotowych, w tym także Eurokodach. W niektórych sytuacjach wygodniej jest jednak uznać *kryterium przemieszczeniowe* za warunek decydujący. Warunki wytrzymałościowe powinny w takim przypadku stanowić jego *niezbędne uzupełnienie*, co nie zawsze jest dostrzegane. Z takim przypadkiem mamy do czynienia we wszelkiego typu badaniach eksperymentalnych, w szczególności również w laboratoryjnej próbie ogniowej. Badaczom łatwiej bowiem na ogół mierzyć ugięcie belki niż naprężenie w jej przekroju poprzecznym. Należy bardzo mocno podkreślić, że kryterium wytrzymałościowe nie jest w żaden sposób powiązane z kryterium przemieszczeniowym, ani pod względem ilościowym ani, tym bardziej, jakościowym. W opinii autora za kryterium wytrzymałościowym przemawia fakt jego jednoznaczności. Można go bowiem wiązać bezpośrednio z zagrożeniem życia użytkowników budowli. Tymczasem kryterium przemieszczeniowe ma w dużej mierze charakter uznaniowy. Graniczna wartość przemieszczenia ustalana jest przez projektanta (w niektórych przypadkach przez prawodawcę), tak aby nie dopuścić do pewnego rodzaju dyskomfortu użytkownika, a więc nie ma związku z zagrożeniem zawalenia się konstrukcji. Taka hierarchia kryteriów znajduje odniesienie do koncepcji stosowanej powszechnie metody stanów granicznych. Wymagania bezpieczeństwa specyfikowane dla stanu granicznego nośności są tam znacznie ostrzejsze od tych, które dotyczą stanu granicznego użytkowania. Trzeba również zwrócić uwagę na fakt, że wybór kryterium przemieszczeniowego, jako kryterium podstawowego, powinno się w obliczeniach skojarzyć z metodyką analizy poziomu bezpieczeństwa odniesioną do *stanu granicznego nośności* wraz z przypisaniem odpowiednio małych wartości dopuszczalnego prawdopodobieństwa zniszczenia. Zauważmy, że proste porównywanie pomierzonych wartości przemieszczeń z odpowiadającymi im wartościami dopuszczalnymi, jak to występuje na przykład w opisanych w rozdziale 7.3 kryteriach Saito (7.33) i Ryana-Robertsona (7.32), nie daje takich możliwości, co może budzić kontrowersje.

Analiza wpływów reologicznych, a w szczególności pełzania stali, na pracę elementów konstrukcji nośnej w pożarze rozwiniętym wiąże się z pomiarem odkształceń i prędkości ich przyrostu. Wynika to z fizycznej natury zjawiska. Przykładem takiego podejścia jest modelowanie materiału na sposób zaproponowany przez W. Skowrońskiego (patrz rozdział 4.3). Rezygnując z rozważań ilościowych, zastanówmy się najpierw nad odpowiedzią na w gruncie rzeczy zasadnicze pytanie: „czy wpływ pełzania jest korzystny, czy niekorzystny dla elementów typu belkowego z ograniczoną możliwością swobodnych odkształceń termicznych, pracujących w wyjątkowej sytuacji pożaru?”. Innymi słowy, chodzi o to, czy uwzględnienie zjawiska pełzania stali prowadzi projektanta do podwyższenia czy obniżenia oszacowanej przez niego wartości realnej trwałości pożarowej badanego elementu konstrukcji. Niewątpliwym efektem uwzględnienia pełzania w analizie trwałości pożarowej belek są większe wartości ugięć. Wynika to z dodatkowego czynnika $\varepsilon_t(\Theta_a, \sigma, t_{fi})$, branego pod uwagę przy opisie odkształceń (patrz (4.31)). A zatem jeśli przyjąć jako decydujące kryterium przemieszczeń, to można powiedzieć, że ustalona arbitralnie graniczna wartość ugięcia zostanie osiągnięta wcześniej. Oznacza to *mniejszą wartość* realnej trwałości pożarowej belki. Z drugiej strony jednak należy zauważyć, że większe ugięcia przęsła w znacznym stopniu kompensują osiową siłę ściskającą, termicznie indukowaną w belce na skutek ograniczenia możliwości swobodnego wydłużenia, co wykazano w rozdziale 7.2 niniejszej pracy. Po uwzględnieniu wpływu pełzania wartość tej siły oszacowana z warunków równowagi jest zatem mniejsza. Wynika stąd wniosek, że przy zastosowaniu kryterium wytrzymałościowego trwałość pożarowa belek po uwzględnieniu pełzania stali *wzrasta*. Miarodajny dla analizy bezpieczeństwa jest zatem przypadek, w którym pełzanie nie jest w ogóle rozważane. Z powyższej analizy otrzymano zatem dwa *wewnętrznie sprzeczne wnioski*. Obydwa jednak są poprawne. W przypadku belek nie da się bowiem jednoznacznie odpowiedzieć na postawione wcześniej pytanie. To czy w tym przypadku pełzanie jest zjawiskiem korzystnym, czy nie zależy od przyjętego kryterium zniszczenia.

Z podobnym pozornym paradoksem projektant spotyka się w analizie trwałości pożarowej belek stalowych nawet wtedy, gdy zjawiska pełzania są przez niego całkowicie pomijane. Załóżmy, że stosuje on typowe podejście zalecane przez odpowiednie normy przedmiotowe (także PN-EN 1993-1-2 [252]) (patrz rozdział 6.3). Niech rozważane przez niego belki, wykonane są z takiego samego kształtownika stalowego, różnią się natomiast rozpiętością przęsła. Ponadto przyjmijmy, że obciążone są one momentem zginającym o jednakowej wartości miarodajnej do obliczeń (patrz rozdział 7.5) [133]. Zarówno nośność przekroju poprzecznego, jak i miarodajne obciążenie badanych belek są zatem jednakowe. Implikuje to taką samą wartość trwałości pożarowej, niezależnie od rozpiętości przęsła. W. Skowroński w pracy [178] wykazuje jednak, że trwałość pożarowa analizowanych belek będzie tym mniejsza, im większa jest rozpiętość przęsła. Duża rozpiętość oznacza bowiem duże ugięcie, a zatem trwałość pożarowa wyliczona z kryterium przemieszczeniowego jest mała. Zupełnie przeciwny wniosek może zostać wyciągnięty przy zastosowaniu kryterium wytrzymałościowego. Można stwierdzić, że konkluzja o jednakowych wartościach trwałości pożarowej analizowanych belek wynikała z zastosowania uproszczonej metody obliczeń, która nie uwzględniała wpływu przemieszczenia osi elementu na wartość jego nośności. W rozdziale 7.2 prezentowanej monografii otrzymała ona nazwę *analizy pierwszego rzędu*. Posłużenie się metodą dokładniejszą, postulowaną przez autora w kolejnych częściach rozdziału 7 tej pracy, prowadzi do wniosku, że trwałość pożarowa tego typu belek może niekiedy nawet rosnąć ze wzrostem ich rozpiętości (na ogół jednak szybsza redukcja sztywności giętnej przeważa i oceniana trwałość maleje). Duże ugięcie kojarzy się bowiem z odpowiednio małą osiową siłą ściskającą decydującą o nośności belki.

Zdaniem autora, z przedstawionego powyżej rozważania wynika generalny wniosek, że wpływ pełzania przy analizie trwałości pożarowej belek stalowych może być pomijany. Zjawisko to jest bowiem korzystne ze względu na poziom bezpieczeństwa użytkowników budowli, jeśli tylko można zaakceptować kryterium wytrzymałościowe jako miarodajny warunek graniczny. Niezbędne jest jednak równoczesne monitorowanie deformacji i przemieszczeń narastających ze wzrostem temperatury elementu. Duże odkształcenia mogą bowiem samodzielnie doprowadzić do osiągnięcia stanu granicznego nośności ogniowej, nawet bez wyczerpania zredukowanej w wysokiej temperaturze nośności badanego elementu. Wystarczy wspomnieć przypadki zsunięcia się z podpór belek stalowych, niedostatecznie z nimi połączonych, a w dużym stopniu wydłużonych na skutek temperatury pożarowej. Niebezpieczne może okazać się również oddziaływanie mocno zdeformowanych elementów na sąsiadujące z nimi inne elementy ustroju nośnego.

Z analizy ilościowej przeprowadzonej przez W. Skowrońskiego w pracy [177] wynika, że ugięcie belki w pożarze rośnie szybciej przy mniejszej prędkości nagrzewania. W pracy [89] wraz z B. Kowolikiem analizuje on stopień redukcji ugięcia pojedynczego przęsła przy narastającej sztywności (malejącej podatności) ograniczających ją węzłów (podpór). Przeprowadzone rozważania pozwalają na wnioskowanie, że redukcja mierzonych ugięć następuje znacznie szybciej w wysokiej temperaturze. Co więcej, dla danej temperatury jest tym większa, im wolniejsza prędkość nagrzewania elementu. Analogiczne konkluzje autorzy wyciągają w stosunku do miarodajnego momentu przęsłowego.

Wnioski całkowicie odmienne w stosunku do tych, które wynikają z analizy belek należy wyciągać przy rozpatrywaniu wpływów reologicznych na nośność słupów stalowych. Używa się tu terminu *wyboczenie pełzające*, które jest niezbyt zgrabnym tłumaczeniem angielskiego *creep buckling* (ściślejsze wydaje się *wyboczenie z uwzględnieniem pełzania*). Pełzanie zmniejsza w tym przypadku sztywność giętną elementu i zwiększa podatność podpór zarówno na obrót, jak i na przesuw w osi pręta. Powoduje to przyspieszenie narastania strzałki wygięcia pionowej osi słupa (amplifikuje imperfekcję geometryczną), a więc przybliża moment bifurkacyjnej utraty stateczności. Ponadto w przypadku elementów zginanych i ściskanych wzmocnieniu ulega amplifikacja momentu zginającego. Jest zatem *zawsze zjawiskiem niekorzystnym, niezależnie od przyjętego w analizie kryterium zniszczenia*. Szczegółową analizę zjawiska wyboczenia słupa stalowego z uwzględnieniem pełzania przeprowadził W. Skowroński w pracy [182]. Problematyka ta była później przez niego rozwijana wraz z G. Gindą [51, 55, 56, 57]. Rozwiązania zaproponowane przez autorów zostały przez W. Skowrońskiego uogólnione dla konstrukcji ramowych [183, 184]. Z wnioskami wynikającymi z powyższych opracowań polemizują autorzy prac [72] i [212]. Należy również wymienić w tym miejscu oryginalne rozwiązania J. Murzewskiego [143] i Z. Kowala [88].

Interesująca wydaje się dyskusja prowadzona na temat istotności wpływu zjawisk reologicznych w ogólnej analizie prowadzącej do w miarę wiarygodnego oszacowania wartości trwałości pożarowej elementów ustroju nośnego. Dla jej oceny w przypadku belek stalowych W. Skowroński [176, 179] zdefiniował wskaźnik C określający procentowy udział ugięcia generowanego przez samo zjawisko pełzania w_Θ w całkowitym ugięciu elementu w czasie pożaru (czyli sumie ugięcia sprężystego w_{el}, sprężysto-plastycznego w_{e-p} i termicznego w_Θ), taki że:

$$C = \frac{w_\Theta}{w_e + w_{e-p} + w_\Theta} \cdot 100\% \tag{7.45}$$

Z przeprowadzonych obliczeń otrzymał, przy założeniu stałej prędkości nagrzewania równej 6,74°C/min, dla temperatury Θ_a = 497°C, która była temperaturą krytyczną wyznaczoną na podstawie kryterium wytrzymałościowego, stosunkowo duże wartości tego wskaźnika, dochodzące do 60% dla belek krótkich (rozpiętość przęsła L = 5 m) i przewyższające 30% dla belek długich (L = 12 m). Z drugiej strony J. Murzewski [145] (patrz rozdział 4.3) wykazuje, że pełzanie w przypadku belek jest istotne wtedy, gdy temperatury stali rosną z prędkością mniejszą niż 20°C/min. Za kryterium istotności przyjmuje spełnienie nierówności C > 5%. W jego ocenie udział odkształceń pełzania w całkowitym bilansie odkształceń jest nieduży. Wynosi on według obliczeń autora cytowanego opracowania 12,5%, 9,1%, 3,5% i 2,5% dla prędkości nagrzewania równych odpowiednio: 5, 10, 20, 30°C/min. Taki wniosek w zasadzie zaprzecza przedstawionym powyżej ustaleniom W. Skowrońskiego. Wiarygodna odpowiedź na tak postawione pytanie wymaga zatem dalszych badań. Szczególnie istotna wydaje się na tym polu doświadczalna weryfikacja wartości stałych materiałowych potrzebnych w analizie pełzania i odniesionych do stali rozmaitych gatunków. W ocenie autora warto tu wykorzystać wyniki uzyskane ostatnio przez Z. Bednarek i R. Kamocką [16]. Zauważmy, że W. Skowroński w swoich obliczeniach stosuje parametry wyspecyfikowane dla stali amerykańskich (patrz rozdział 4.3), natomiast J. Murzewski przyjmuje je zgodnie z sugestiami S.D. Ponomariewa pochodzącymi jeszcze z końca lat pięćdziesiątych XX wieku. Gwoli ścisłości należy zaznaczyć, że powszechnie obecnie stosowana teoria Dorna, rozwinięta później przez Harmathy'ego ma swoje korzenie także w latach sześćdziesiątych poprzedniego stulecia. Oryginalne rozwiązania na tym polu zostały uzyskane w kraju także przez J. Pilśniaka [161, 162] i M. Matheję [139, 140].

8. PRAWDOPODOBIEŃSTWO ZAWODU ELEMENTU USTROJU NOŚNEGO W WARUNKACH POŻARU

8.1. UWAGI WSTĘPNE

W rozdziale 2.7 tej monografii omówiono model pożaru obliczeniowego, którego podstawowym zadaniem jest umożliwienie wiarygodnej oceny realnego poziomu bezpieczeństwa w dowolnej chwili pożaru, z uwzględnieniem różnorodnych czynników determinujących jego charakter. W tym celu wyspecyfikowano grupę parametrów pełniących w zasadzie funkcję częściowych współczynników bezpieczeństwa. Kalibracja ich wartości wymaga jednak oparcia się na koncepcji w pełni probabilistycznej, dla której podstawową miarą jest prawdopodobieństwo zawodu (*failure*) p_f. Pierwsze próby sformalizowania jego oceny pochodzą jeszcze z lat siedemdziesiątych ubiegłego wieku. W szczególności należy tu wymienić w kolejności chronologicznej prace T.T. Lie [99], S.E. Magnussona [108], R.H. Burrosa [24] i H.J. Roux wraz z G.N. Berlinem [166]. Bardziej kompleksowo problematykę jakościowej oceny bezpieczeństwa w pożarze ujmują kolejne raporty publikowane w Lund University (Szwecja) (S.E. Magnusson, H. Frantzich, K. Harada (1995) [110], G.H. Kristiánsson (1997) [91], S.E. Magnusson (1997) [109], H. Frantzich (1998) [46], J. Lundin (1999) [105]). Na ich podstawie zostały opublikowane artykuły [47] i [111]. Kontynuacją tego typu podejścia wydają się raporty: CIB grupy W014 [30] z roku 2001 oraz K. Tillandera [189], opracowany w 2004 roku w VTT Helsinki – Espoo (Finlandia). We wszystkich cytowanych powyżej opracowaniach wskazuje się na możliwość wykorzystania na tym polu jednego z następujących podejść:

– klasycznej analitycznej techniki FORM (*First Order Reliability Method*), a zwłaszcza metody FOSM (*First Order Second Moment*),
– wybranej procedury numerycznej opartej na metodzie Monte Carlo, przy zastosowaniu metodyki prostego pobierania próby losowej SRS (*Simple Random Sampling*) lub aplikacji dla próby techniki hipersześcianu łacińskiego LHS (*Latin Hypercube Sampling*), będącej wielowymiarowym uogólnieniem dwuwymiarowej metody próbkowania charakterystycznej dla kwadratu łacińskiego,
– metodologii oceny ryzyka PRA (*Probabilistic Risk Assessment*), w tym przede wszystkim jego analizy ilościowej QRA (*Quantitative Risk Assessment*).

W ocenie autora najszerszy oddźwięk w literaturze przedmiotu znalazły w tym zakresie różnorodne techniki szacowania poziomu ryzyka, co wydaje się zrozumiałe z punktu widzenia zapotrzebowania kreowanego przez rynek ubezpieczeń. Przykładem takiego podejścia mogą być prace H. Frantzicha [46, 47]. Sposób przełożenia wielkości charakterystycznych dla klasycznej analizy bezpieczeństwa w pożarze na parametry wykorzystywane do szacowania ryzyka można znaleźć na przykład w referacie T. Tanaki i Y. Ohmiya [187]. Ponadto R.J. Timpson [190] opisuje sposób uogólnionej oceny ryzyka dostosowany do techniki HAZOP (*Hazard and Operability*), związanej z metodyką badań operacyjnych.

Zagadnienia analizy numerycznej z wykorzystaniem metody Monte Carlo rozwijane są przez A.M. Hasofera i J. Qu [67]. Pierwszy z autorów wraz z I. Thomasem [68] dokonuje również statystycznej oceny stopnia zagrożenia użytkowników budowli w czasie trwania pożaru, natomiast razem z D.O. Odigie [66] konstruuje formalizm pozwalający na szacowanie prognozowanego poziomu ich bezpieczeństwa na wypadek jego rozgorzenia. Wydaje się, że tego typu rozważania można uznać za połączenie typowej statystycznej analizy danych dostępnych dzięki zestawieniom zawierającym charakterystyki pożarów, które wystąpiły w podobnych warunkach środowiskowych, z klasycznym podejściem kwantyfikującym różnego rodzaju ryzyka.

W dalszej analizie bezpieczeństwo użytkowników budowli w warunkach pożaru nie będzie jednak oceniane bezpośrednimi metodami statystycznymi. Do oszacowania jego wartości racjonalniej jest bowiem powiązać go z bezpieczeństwem samej konstrukcji. Istnieje tu prosta korelacja. Bez istotnych zastrzeżeń można twierdzić, że większemu prawdopodobieństwu zawodu podstawowych elementów budowli (nie tylko samego ustroju nośnego, ale także na przykład przegród czy składników dróg ewakuacyjnych) w danej chwili pożaru odpowiada zawsze niższy poziom bezpieczeństwa ludzi (użytkowników, ale i strażaków prowadzących akcję gaśniczą). Trzeba jednak przyznać, że nie jest to prosta proporcjonalność. W praktyce projektant, który chce dokonać oceny realnego poziomu bezpieczeństwa użytkowników badanego przez siebie obiektu z uwzględnieniem możliwości rozgorzenia w nim katastrofalnego w skutkach pożaru, napotyka różne wartości, w różny sposób zdefiniowanych i szacowanych prawdopodobieństw. Dlatego w zamierzeniu autora rozważania zawarte w tym rozdziale mają stanowić próbę pewnego usystematyzowania i doprecyzowania podstawowych pojęć związanych z tego typu analizą, a w konsekwencji określić podstawy wewnętrznie spójnego modelu matematycznego pozwalającego na wiarygodne oceny zarówno jakościowe, jak i ilościowe.

8.2. SPECYFIKACJA WARUNKU GRANICZNEGO

Za podstawową miarę w analizie bezpieczeństwa pożarowego przyjmuje się zwykle prawdopodobieństwo zawodu $p_f = P(F)$. Przez zawód niekoniecznie rozumie się wyczerpanie możliwości przenoszenia obciążeń zewnętrznych przyłożonych do konstrukcji i sumowanych (wraz z obciążeniami indukowanymi przez pożar) zgodnie z zasadami wyjątkowej kombinacji działań. Mogą być nim również nadmierne deformacje ustroju nośnego, zbyt duża prędkość ich narastania, osiągnięcie stanu granicznego szczelności lub izolacyjności ogniowej itp. W niniejszych rozważaniach będzie on jednak na ogół utożsamiany z osiągnięciem przez konstrukcję stanu granicznego nośności ogniowej, któremu zwykle towarzyszy awaria obiektu (lub jego części). Dlatego w toku dalszej analizy na określenie wielkości p_f używana będzie często zamiennie nazwa – prawdopodobieństwo awarii.

W ujęciu matematycznym warunek bezpieczeństwa nie określa bezpośrednio chwili pożaru, krytycznej temperatury elementu czy granicznych wartości naprężeń, kojarzonych z wystąpieniem zawodu. Wyznacza się jedynie takie ich wartości, dla których zawód będzie występował z prawdopodobieństwem $p_{f,\,ult}$, odpowiadającym maksymalnemu akceptowanemu przez prawo budowlane, normy przedmiotowe, a często nawet przez samego zarządcę lub użytkownika obiektu, poziomowi ryzyka, co nie zawsze jest dostrzegane. Analizowany element konstrukcyjny będzie zatem zdatny w sensie teorii niezawodności, jeżeli:

$$p_f < p_{f,\,ult} \tag{8.1}$$

Wartości $p_{f,\,ult}$ wyspecyfikowano w normie PN-EN 1990 [249]. Odpowiadają one poszczególnym klasom niezawodności RC. Jeśli przyjąć, że zmienna losowa opisana jest standaryzowanym rozkładem normalnym, to można je skojarzyć z wymaganymi wskaźnikami niezawodności β_{req}, zachodzi bowiem:

$$p_{f,\,ult} = \Phi\left(-\beta_{req}\right) \quad \text{czyli} \quad \beta_{req} = inv\Phi\left(p_{f,\,ult}\right) \tag{8.2}$$

gdzie symbol $\Phi(\ )$ oznacza dystrybuantę standaryzowanego rozkładu normalnego, czyli dostępną w tablicach statystycznych funkcję Laplace'a, natomiast $inv\Phi(\ )$ funkcję do niej odwrotną. W szczególności, dla okresu odniesienia $t_{ref} = 50$ lat:

– dla klasy RC1 – zmniejszone wymogi bezpieczeństwa:
  $\beta_{req} = 3{,}3$ stąd $p_{f,\,ult} = 48{,}342 \cdot 10^{-5}$,
– dla klasy RC2 – zwykłe wymogi bezpieczeństwa:
  $\beta_{req} = 3{,}8$ stąd $p_{f,\,ult} = 7{,}335 \cdot 10^{-5}$,
– dla klasy RC3 – zwiększone wymogi bezpieczeństwa:
  $\beta_{req} = 4{,}3$ stąd $p_{f,\,ult} = 0{,}854 \cdot 10^{-5}$.

Prawdopodobieństwa te należy wyraźnie odróżniać od prawdopodobieństw $p_{f,\,1ult}$ wyznaczanych przy $t_{ref} = 1$ rok. Wtedy bowiem:

– dla klasy RC1: $\beta_{1,\,req} = 4{,}2$, czyli $p_{f,\,1ult} = 1{,}356 \cdot 10^{-5}$,
– dla klasy RC2: $\beta_{1,\,req} = 4{,}7$, czyli $p_{f,\,1ult} = 1{,}29 \cdot 10^{-6} = 0{,}129 \cdot 10^{-5}$,
– dla klasy RC3: $\beta_{1,\,req} = 5{,}2$, czyli $p_{f,\,1ult} = 9{,}3 \cdot 10^{-8} = 0{,}0093 \cdot 10^{-5}$.

Taka specyfikacja jest zgodna z zaleceniami ISO [235], gdzie dla zwykłych wymogów bezpieczeństwa i wyjątkowych sytuacji projektowych sugeruje się przyjmowanie $p_{f,1ult} = h_{ult} \approx 10^{-6}$. Trzeba przy tym zauważyć, że niektóre normy dopuszczają podwyższenie tego poziomu, jeśli tylko w analizowanym obiekcie zastosowano odpowiednie środki ochrony. W tym celu wprowadza się tak zwany współczynnik ochrony (*protection factor*) $\gamma_p > 1$, taki że ostatecznie:

$$h_{ult,d} = \gamma_p \, h_{ult} \tag{8.3}$$

przy czym z reguły jest on iloczynem współczynników cząstkowych $\gamma_p = \prod_i \gamma_{p,i}$ uwzględniających poszczególne poziomy zabezpieczeń. Ich przykładowe wartości zestawiono w tab. 8.1 na podstawie przepisów szwajcarskich [258] i belgijskich [215]. W tabeli 8.2 pokazano natomiast analogiczne współczynniki zaproponowane przez J.B. Schleicha [168] powiązane ze zróżnicowanym poziomem bezpieczeństwa członków ekip ratowniczych biorących udział w akcji gaśniczej.

Tabela 8.1

Współczynniki ochrony $\gamma_{p,i}$ w wybranych normach

Norma	Zainstalowane czujniki dymu	Zainstalowany automatyczny system wentylujący	Współczynnik łączny
	$\gamma_{p,1}$	$\gamma_{p,2}$	$\gamma_p = \gamma_{p,1}\gamma_{p,2}$
SIA 81 [258]	1,45	1,20	1,74
ANPI [215]	1,48	1,16	1,71

Tabela 8.2

Współczynniki ochrony $\gamma_{p,i}$ ze względu na bezpieczeństwo ekip ratowniczych (według [168])

Maksymalna powierzchnia strefy pożarowej $A_f \leq 1000$ m^2	Chroniony przed ogniem dostęp do dróg ewakuacyjnych	Współczynnik łączny
$\gamma_{p,1}$	$\gamma_{p,2}$	$\gamma_p = \gamma_{p,1}\gamma_{p,2}$
1,21	1,21	1,47

Wartości $p_{f,ult}$ (a więc i β_{req}), zalecane do stosowania w normie [249], są nieco inne od wytycznych opracowanych dla stanu granicznego nośności, pochodzących z dokumentu JCSS [236] (tab. 8.3).

Tabela 8.3

Wymagane wskaźniki niezawodności β_{req} i odpowiadające im prawdopodobieństwa $p_{f,\,ult}$ według JCSS [236]

Względne koszty zastosowania odpowiednich środków bezpieczeństwa	Konsekwencja zniszczenia		
	mała	średnia	duża
Duże (A)	$\beta_{req} = 3{,}1$ $p_{f,\,ult} \approx 10^{-3}$	$\beta_{req} = 3{,}3$ $p_{f,\,ult} \approx 5 \cdot 10^{-4}$	$\beta_{req} = 3{,}7$ $p_{f,\,ult} \approx 10^{-4}$
Normalne (B)	$\beta_{req} = 3{,}7$ $p_{f,\,ult} \approx 10^{-4}$	$\beta_{req} = 4{,}2$ $p_{f,\,ult} \approx 10^{-5}$	$\beta_{req} = 4{,}4$ $p_{f,\,ult} \approx 5 \cdot 10^{-6}$
Małe (C)	$\beta_{req} = 4{,}2$ $p_{f,\,ult} \approx 10^{-5}$	$\beta_{req} = 4{,}4$ $p_{f,\,ult} \approx 5 \cdot 10^{-6}$	$\beta_{req} = 4{,}7$ $p_{f,\,ult} \approx 10^{-6}$

Jeszcze inaczej wartość $p_{f,\,ult}$ kwantyfikują autorzy raportu [171]. Zaleca się tam przyjmowanie:

- $p_{f,\,ult} = 1{,}3 \cdot 10^{-4}$ – w normalnych warunkach ewakuacji użytkowników budowli,
- $p_{f,\,ult} = 1{,}3 \cdot 10^{-5}$ – w utrudnionych warunkach ewakuacji (np. dla szpitali),
- $p_{f,\,ult} = 1{,}3 \cdot 10^{-6}$ – przy braku możliwości ewakuacji (np. w przypadku budynków wysokich).

Natomiast w ocenie zespołu autorów artykułu [77] należy je zróżnicować, w zależności od sposobu użytkowania budowli (tab. 8.4).

Tabela 8.4

Szacunkowe wartości $p_{f,\,ult}$ według [77]

Rodzaj pomieszczenia	Nośność elementów konstrukcji		Szczelność i izolacyjność przegród
	budowle parterowe	budynki wielokondygnacyjne	
Mieszkania	10^{-4}	10^{-6}	10^{-4}
Szkoły	10^{-4}	10^{-5}	10^{-4}
Hotele	10^{-6}	10^{-7}	10^{-6}
Szpitale	10^{-6}	10^{-7}	10^{-6}
Domy starców	10^{-6}	10^{-7}	10^{-6}
Teatry	10^{-7}	10^{-8}	10^{-7}
Sklepy	10^{-4}	10^{-5}	10^{-4}
Biura	10^{-4}	10^{-5}	10^{-4}
Budowle przemysłowe	10^{-3}	10^{-4}	10^{-3}

Prawidłowe wykorzystanie zależności (8.1) wymaga jednoznacznego określenia jakiego typu prawdopodobieństwo p_f powinno być porównywane z $p_{f,ult}$. Trzeba bowiem rozróżnić:

– prawdopodobieństwo zawodu spowodowanego przez pożar, o którym wiadomo, że został zainicjowany i rozgorzał (osiągnął intensywność charakterystyczną dla pożaru rozwiniętego) – w dalszej części pracy do jego opisu stosowany będzie symbol p_f, do niego bowiem należy odnosić nierówność (8.1),
– prawdopodobieństwo zawodu spowodowanego przez pożar, który może rozgorzeć – w celu odróżnienia od klasycznego p_f oznaczone symbolem p_{ff}.

Relację pomiędzy tymi prawdopodobieństwami podaje T.T. Lie [99]:

$$p_{ff} = p_t p_f \tag{8.4}$$

przy czym p_t jest prawdopodobieństwem zainicjowania i rozgorzenia pożaru. W takim ujęciu prawdopodobieństwo p_f ma interpretację warunkowego prawdopodobieństwa zawodu, przy warunku, że pożar wystąpił.

Obecnie w literaturze fachowej czyni się rozróżnienie pomiędzy pożarem zlokalizowanym, który powstaje na skutek zaprószenia ognia i pożarem rozwiniętym, który w najprostszym modelu obliczeniowym (tak zwany *uproszczony pożar naturalny*) charakteryzuje się wyrównaną temperaturą gazów spalinowych w całej strefie pożarowej. Pożar rozwinięty jest traktowany jako kolejna faza rozwoju pożaru po osiągnięciu tak zwanego punktu rozgorzenia (*flashover point*). Prawdopodobieństwo spowodowanej przez pożar awarii elementu konstrukcyjnego określa się na ogół jako iloczyn prawdopodobieństw zdarzeń E_i (E = *event*) [75, 76, 77, 170], w szczególności:

– $E1$ – zaprószenie ognia i zainicjowanie pożaru,
– $E2$ – pożar ulega rozgorzeniu i osiąga status pożaru rozwiniętego,
– $E3$ – pożar rozwinięty doprowadza do awarii elementu.

A zatem:

$$p_{ff} = P(F) = P(E1)\,P(E2)\,P(E3) \tag{8.5}$$

Zakłada się więc, że awaria nastąpi jedynie wtedy, gdy zostanie zaprószony ogień, i ogień ten rozprzestrzeni się na całą strefę pożarową, i ponadto ogień o takiej intensywności doprowadzi do wyczerpania nośności elementu. Prostota formuły (8.5) jest jednak zwodnicza. Zauważmy, że zdarzenia $E1$, $E2$ i $E3$ nie są losowo niezależne. Wynika to z faktu, że aby zaszło zdarzenie $E3$ konieczne jest wcześniejsze zajście zdarzenia $E2$ i analogicznie zajście $E2$ musi być poprzedzone przez zajście $E1$. Prawdopodobieństwa w zależności (8.5) są zatem prawdopodobieństwami warunkowymi, na co autor niniejszej monografii wskazuje w pracach [124, 125] i [137], czyli:

$$p_{ff} = P(F) = P(E1 \cap E2 \cap E3) = P(E1)\,P(E2/E1)\,P[E3/(E2 \cap E1)] \tag{8.6}$$

Dostosowując zapis formuły (8.4) do konwencji przyjętej w zależnościach (8.5) i (8.6), należałoby zapisać:

$$p_t = P(E1)\,P(E2/E1) \neq P(E1)\,P(E2) \quad \text{i} \quad p_f = P[E3/(E2 \cap E1)] \tag{8.7}$$

Rozróżnienie pomiędzy prawdopodobieństwami p_f i p_{ff} jest niezmiernie istotne. Nawet jeśli warunkowe prawdopodobieństwo p_f jest duże, to przy małym prawdopodobieństwie p_t prawdopodobieństwo p_{ff} zwykle nie daje powodów do obaw. Prawdopodobieństwo p_{ff} jest jednak także prawdopodobieństwem warunkowym. Przyjmuje bowiem, że oceniający dysponuje wiedzą, iż katastrofa nastąpi na pewno na skutek pożaru. Tymczasem ustrój może ulec awarii również wtedy, gdy pożar w ogóle nie zostanie zaprószony. Jeżeli prawdopodobieństwo takiej awarii oznaczyć przez p_{f0}, to ostatecznie prawdopodobieństwo zawodu wyniesie p_{fff}, przy czym:

$$p_{fff} = (1 - p_t)\,p_{f0} + p_t\,p_f \tag{8.8}$$

8.3. PRAWDOPODOBIEŃSTWO WYSTĄPIENIA POŻARU I PROCES POISSONA

Obiekty budowlane projektuje się tak, aby zapewniały bezawaryjną eksploatację (były zdatne w sensie teorii niezawodności) co najmniej przez preliminowany czas T. Na ogół wynosi on 50 lat (wtedy $T = t_{ref}$). W porównaniu z takim okresem pożar może być traktowany jako zdarzenie *nierozciągłe w czasie* (*point-in-time*). W takim ujęciu wartość prawdopodobieństwa awarii analizowanego elementu konstrukcyjnego nie zależy od chwili pożaru. Bada się jedynie czy przetrwa on pożar, czy ulegnie katastrofie. W bardziej dokładnej analizie można uwzględniać fakt, że prawdopodobieństwo przetrwania konstrukcji bez uszkodzeń zmienia się w czasie trwania pożaru. Określa się wtedy prawdopodobieństwo jej awarii w chwili $t_{fi,\,i} + \Delta t_{fi}$ pożaru, skoro przetrwała bez zniszczenia do chwili $t_{fi,\,i}$, czyli tak zwane ryzyko. Opis metodyki postępowania w tym przypadku wymaga jednak odrębnego opracowania.

Przez wystąpienie pożaru, w nawiązaniu do wzoru (8.7), rozumieć będziemy nie tylko sam fakt zaprószenia ognia, ale także jego rozgorzenie i osiągnięcie statusu pożaru rozwiniętego. W ujęciu autorów raportu [171] taki pożar określa się mianem poważnego pożaru (*severe fire*). Szacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia pożaru p_t kryje w sobie pułapkę. Poszukuje się prawdopodobieństwa, że pożar wystąpi w preliminowanym okresie użytkowania obiektu T (trzeba przy tym jednoznacznie określić dla jakiego czasu odniesienia t_{ref} prowadzone są obliczenia). Nie chodzi jednak o to, aby ustalić z jakim prawdopodobieństwem pożar w tym okresie wystąpi *jeden raz*, ale *co najmniej jeden raz*.

Pożar z natury swojej jest zdarzeniem rzadkim. Biorąc pod uwagę to, że traktuje się go jako zjawisko *nierozciągłe w czasie*, łatwo wykazać, że występowanie pożarów może być opisane formalizmem matematycznym procesu Poissona. Jeżeli zatem liczbę pożarów w okresie użytkowania obiektu T oznaczyć przez x, to prawdopodobieństwo ich wystąpienia wynosi:

$$p_x(x) = \frac{(\lambda T)^x e^{-\lambda T}}{x!}, \qquad x = 1, 2, ..., \infty \tag{8.9}$$

Parametr λ nazywany jest intensywnością (parametrem) procesu. A zatem:
– pożar w czasie T nie wystąpi w ogóle z prawdopodobieństwem:

$$p_x(x = 0) = e^{-\lambda T} \tag{8.10}$$

– pożar w tym okresie wystąpi *dokładnie jeden raz* z prawdopodobieństwem:

$$p_x(x = 1) = \lambda T e^{-\lambda T} \tag{8.11}$$

– pożar w tym okresie wystąpi *co najmniej jeden raz* z prawdopodobieństwem:

$$p_x(x \geq 1) = 1 - p_x(x = 0) = 1 - e^{-\lambda T} = p_t \tag{8.12}$$

Pozostaje kwestia określenia intensywności procesu λ. Jego oszacowanie dla budynków podał T.T. Lie [99], zakładając, że występują w nim jednakowe (co do rodzaju, rozmiaru i obciążenia ogniowego) strefy pożarowe:

$$\lambda = hA \tag{8.13}$$

przy czym A jest powierzchnią pojedynczej strefy pożarowej, natomiast h prawdopodobieństwem zaprószenia ognia (jeżeli poszukuje się prawdopodobieństwa zainicjowania pożaru $P(E1)$) lub rozgorzenia pożaru (w przypadku poszukiwania prawdopodobieństwa rozgorzenia pożaru $p_t = P(E1)\, P(E2/E1)$), liczonym na 1 m^2 strefy pożarowej na 1 rok. Zdaniem autora, z uwagi na fakt, że h jest wielkością mianowaną, wskazane wydaje się zastąpienie w jej określeniu słowa *prawdopodobieństwo* słowem *ryzyko*.

R.H. Burros [24] uogólnił rozwiązanie T.T. Lie na przypadki budynków z różnymi strefami pożarowymi, udowadniając prawdziwość zależności:

$$\lambda = h\overline{A} = h\frac{A_F}{N} \tag{8.14}$$

gdzie A_F jest całkowitą powierzchnią budynku składającego się z N stref pożarowych, $\overline{A}$ – uśrednioną powierzchnią pojedynczej strefy pożarowej.

Z własności procesu Poissona wynika, że oczekiwana liczba pożarów $\bar{x}$ w czasie T jest równa wariancji σ_x^2:

$$\bar{x} = \sigma_x^2 = \lambda T = h\bar{A}T \tag{8.15}$$

Na ogół $\bar{x} << 1$, a zatem dopuszczalne jest przybliżenie:

$$p_x(x \geq 1) = 1 - e^{-\lambda T} = 1 - e^{-h\bar{A}T} \approx h\bar{A}T = p_t \tag{8.16}$$

Model procesu Poissona umożliwia również określenie typu rozkładu prawdopodobieństwa czasu, który upłynie od momentu oddania budynku do eksploatacji t_0 do chwili wybuchu pierwszego pożaru $t_{fi,0}$, a więc jego losowej trwałości pożarowej $T_0 = t_{fi,0} - t_0$ [125]. *Niezawodność* budynku, czyli prawdopodobieństwo, że przez preliminowany okres eksploatacji T nie zajdzie ani jeden pożar, ma postać $P(T_0 \geq T)$. Jest to równocześnie dopełnienie dystrybuanty trwałości $F(T_0) = P(T_0 < T)$, zwanej *zawodnością*. Stąd, na mocy (8.10):

$$P(T_0 \geq T) = 1 - P(T_0 < T) = 1 - F(T_0) = e^{-\lambda T_0} \tag{8.17}$$

czyli:

$$F(T_0) = 1 - e^{-\lambda T_0} \tag{8.18}$$

Funkcja gęstości rozkładu losowej trwałości $f(T_0)$ jest pochodną zawodności po czasie, a więc:

$$f(T_0) = \frac{dF(T_0)}{dT_0} = \lambda e^{-\lambda T_0} = \lambda e^{-h\bar{A}T_0} \tag{8.19}$$

Losowa trwałość pożarowa budynku charakteryzuje się zatem *rozkładem wykładniczym*.

W rozważaniach o zastosowaniu procesu Poissona do oceny prawdopodobieństwa wystąpienia pożaru nie może zabraknąć dwóch uwag [125]. Po pierwsze, z własności stacjonarności i niezależności omawianego procesu wynika, że wartość $e^{-\lambda T} = e^{-h\bar{A}T}$ jest prawdopodobieństwem niewystąpienia żadnego pożaru w dowolnym przedziale czasu (niekoniecznie w preliminowanym okresie użytkowania budynku T i niekoniecznie licząc od chwili odbioru budynku t_0). Przedziały czasowe mogą zatem być określane także dla budynku już eksploatowanego i definiowane, począwszy od dowolnego momentu t, na przykład od chwili obecnej. Ponieważ wartość prawdopodobieństwa nie ulega zmianie przy zmianie przedziału czasu, w którym się go określa, trzeba przyjąć, że prawdopodobieństwo wystąpienia pożaru w budynku nie zależy od chwili jego oceny, a więc przykładowo fakt, że do chwili obecnej nie było pożaru, nie zmienia prawdopodobieństwa jego zaistnienia w przyszłości. Wniosek taki jest jedynie efektem przyjętego modelu matematycznego i, zdaniem autora, niekoniecznie znajduje uzasadnienie w realiach. Po drugie, proces Poissona jest tak zwanym *procesem bez pamięci*. Jeżeli obiekt przetrwa bez katastrofy n-ty pożar, to nie ma to żadnego znaczenia w ocenie szans na przetrwanie $(n + 1)$-ego pożaru. W opinii autora pożar, który nie kończy się awarią, często kumuluje w konstrukcji pewne uszkodzenia cząstkowe. Przyjmowanie, że po każdym pożarze obiekt jest odnawiany do takiego samego stanu, w jakim był przed jego wystąpieniem, musi być traktowane jako przybliżenie.

Pomimo przedstawionych powyżej zastrzeżeń, autor zachęca projektantów do stosowania w analizie takiego właśnie modelu matematycznego z uwagi na jego prostotę i efektywność. Przykładem zastosowania rozwiązań opisanych powyżej jest analiza prawdopodobieństwa wystąpienia pożaru w budynkach przeprowadzona przez Lin Yuan-Shanga dla warunków Tajwanu w pracy [100]. Bardziej zaawansowane rozważania w tym zakresie, przy założeniu niepełnej informacji statystycznej, zawiera artykuł J. Rydena i I. Rychlika [167].

Tabela 8.5

Ryzyko zaprószenia ognia $P_1(E1) = h\ [(\mathrm{m}^2 \cdot \mathrm{rok})^{-1}]$ według różnych zaleceń

Sposób użytkowania	Niemcy (według [222])	Wielka Brytania (według [221])	USA	Według M. Kersken-Bradley [75]
Mieszkania	$0{,}2 \cdot 10^{-6}$	$2{,}0 \cdot 10^{-6}$	$0{,}05 \div 1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$0{,}1 \div 0{,}5 \cdot 10^{-6}$
Szkoły	$0{,}5 \cdot 10^{-6}$	–	–	$0{,}1 \div 1{,}0 \cdot 10^{-6}$
Hotele	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	–	–	$0{,}1 \div 1{,}0 \cdot 10^{-6}$
Sklepy	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	–	–	$0{,}5 \div 5{,}0 \cdot 10^{-6}$
Biura	$0{,}5 \cdot 10^{-6}$	$1{,}0 \cdot 10^{-6}$	$1{,}0 \div 5{,}0 \cdot 10^{-6}$	$0{,}1 \div 1{,}0 \cdot 10^{-6}$
Budowle przemysłowe	$2{,}0 \cdot 10^{-6}$	$2{,}0 \cdot 10^{-6}$	–	$1{,}0 \div 5{,}0 \cdot 10^{-6}$

Szacunkowe wartości prawdopodobieństwa zaprószenia ognia (czyli $P(E1)$, w rozumieniu zależności (8.5)), zebrane na podstawie przepisów niemieckich [222], brytyjskich [221] i amerykańskich, podają autorzy pracy [77]. Trzeba zwrócić uwagę, że są to prawdopodobieństwa jednoroczne (*annual*), nie odnoszą się zatem do całego okresu użytkowania, ale mają interpretację ryzyka h z formuły (8.13), przy czym chodzi jedynie o samo zainicjowanie pożaru, nie zaś o jego rozgorzenie. Zestawiono je w tab. 8.5, uzupełniając analogicznymi wartościami sugerowanymi przez M. Kersken-Bradley [75].

Warunkowe prawdopodobieństwo rozgorzenia pożaru, przy warunku, że pożar został zainicjowany, czyli $P(E2/E1)$, w rozumieniu (8.6), można oszacować na podstawie tab. 8.6 (według prac [75] i [77]).

Tabela 8.6

Prawdopodobieństwo rozgorzenia pożaru, który został zainicjowany $P(E2/E1)$, przy nieskutecznej akcji gaśniczej

Rodzaj nieskutecznej akcji gaśniczej		$P(E2/E1)$
Nieskuteczne zadziałanie środków czynnej ochrony przeciwpożarowej (według [77])	tryskacze wodne (Niemcy – według [222])	$1{,}7 \cdot 10^{-2}$
	tryskacze wodne (USA)	$3{,}8 \cdot 10^{-2}$
	systemy gaśnicze z CO_2	$2{,}0 \cdot 10^{-2}$
Jak wyżej (według [75])	tryskacze wodne	$1{,}0 \cdot 10^{-2}$
Nieskuteczne ręczne gaszenie pożaru przez personel		$5{,}0 \div 100{,}0 \cdot 10^{-2}$
Nieskuteczna akcja straży pożarnej (według [77])	dwie jednostki	$10{,}0 \cdot 10^{-2}$
	trzy jednostki	$5{,}0 \cdot 10^{-2}$
	cztery jednostki	$1{,}0 \cdot 10^{-2}$
Jak wyżej (według [75])		$1{,}0 \div 50{,}0 \cdot 10^{-2}$

Wartości z tabel 8.5 i 8.6 pozwalają na wyznaczenie prawdopodobieństwa wystąpienia pożaru (zainicjowania i rozgorzenia) w jednym roku kalendarzowym, czyli $p_{t,\,1} = P_1(E1)\,P_1(E2/E1)$ w sensie (8.6) za pomocą formuły:

$$p_{t,\,1} = \left[P_1(E1)A\right]P_1(E2/E1) = hAP_1(E2/E1) \tag{8.20}$$

w której A [m^2] jest powierzchnią rozpatrywanej strefy pożarowej. A zatem dla całego okresu użytkowania budowli T [lata]:

$$p_t = \left[P_1(E1)AT\right]P_1(E2/E1) = hATP_1(E2/E1) \tag{8.21}$$

Mnożenie prawdopodobieństw $P_1(E1)$ i $P_1(E2/E1)$ w obydwu powyższych zależnościach jest logiczną konsekwencją prawdziwości twierdzenia, że pożar rozgorzeje, jeśli zostanie zainicjowany i nie zostanie skutecznie ugaszony zanim faza pożaru rozwiniętego zostanie osiągnięta. Jest to zatem koniunkcja zdarzeń losowych zapisana w innej formie jako wzór (8.7). Zauważmy, że również samo prawdopodobieństwo $P_1(E2/E1)$ może zostać potraktowane jako koniunkcja kilku prawdopodobieństw z tab. 8.6, na przykład *pożar, który został zainicjowany rozgorzał, bo nie został skutecznie ugaszony przez tryskacze i nie został ugaszony przez straż pożarną*. Tego typu rozważania wygodnie prowadzić z wykorzystaniem różnego rodzaju drzew logicznych lub diagramów sieciowych. Będą one szerzej omówione w dalszej części pracy.

Inny sposób szacowania prawdopodobieństwa $p_{t,1}$ projektant znajduje w raporcie [171]. Przyjmuje się tam jego wartości wykalibrowane od razu dla przypadku rozgorzenia pożaru (są to zatem iloczyny prawdopodobieństw w sensie (8.7)). Zebrano je w tab. 8.7. W tym ujęciu są to jednak jedynie wartości początkowe $p_{t,1,(0)}$ (na 1 m^2 strefy pożarowej o powierzchni A [m^2]), które należy skorygować, stosując współczynniki korekcyjne η_i kwantyfikujące warunki prowadzenia akcji gaśniczej, w tym odpowiednio:

– współczynnik η_1 – rodzaj straży pożarnej i czas, który upływa średnio od alarmu do podjęcia interwencji, dobiera się je na podstawie tab. 8.8,
– współczynnik η_2 – zainstalowane środki automatycznej detekcji pożaru, wartości zestawiono w tab. 8.9,
– współczynnik η_3 – zainstalowane środki czynnej ochrony przeciwpożarowej, w szczególności systemy tryskaczowe, według tab. 8.10.

Tabela 8.7

Szacunkowe prawdopodobieństwa $p_{t,1,(0)}$ (według [171])

Sposób użytkowania	Mieszkania	Biura	Budowle przemysłowe
$p_{t,1,(0)}$	$40 \div 90 \cdot 10^{-6}$	$20 \div 40 \cdot 10^{-6}$	$50 \div 100 \cdot 10^{-6}$

Tabela 8.8

Wartości współczynnika korekcyjnego η_1 (według [171])

Straż pożarna	Średni czas od alarmu do podjęcia interwencji [min]		
	≤ 10	$10 < t \leq 20$	$20 < t \leq 30$
Zawodowa	0,05	0,1	0,2
Niezawodowa	0,1	0,2	1,0

Tabela 8.9

Wartości współczynnika korekcyjnego η_2 (według [171])

Zainstalowane wykrywacze dymu	0,0625
Zainstalowane wykrywacze temperatury pożarowej	0,25
Zainstalowany alarm w siedzibie straży pożarnej	0,25

Tabela 8.10

Wartości współczynnika korekcyjnego η_3 (według [171])

Zainstalowany system tryskaczowy o niskim standardzie (spełniający obniżone wymagania)	$\geq 0{,}05$
Zainstalowany system tryskaczowy o normalnym standardzie (spełniający wymagania)	0,02
Zainstalowany system tryskaczowy o ponadprzeciętnym standardzie (elektroniczne sterowanie, dwa niezależne źródła wody itp.)	$0{,}005 \div 0{,}01$

Ostatecznie zatem:

$$p_{t,1} = p_{t,1,(0)}\, A \eta_1 \eta_2 \eta_3 \tag{8.22}$$

Wartości początkowe $p_{t,1,(0)}$, zebrane w tab. 8.7, otrzymano biorąc pod uwagę oszacowane prawdopodobieństwo zainicjowania pożaru $p_{occ} = P_1(E1)$ (*fire occurence*), odpowiadające h $[(m^2 \cdot rok)^{-1}]$ z tab. 8.5, i warunkowe prawdopodobieństwo jego rozgorzenia $P_1(E2/E1)$. Miarą tego drugiego jest prawdopodobieństwo, że pożar wcześniej zainicjowany nie został ugaszony. Jeżeli prawdopodobieństwa ugaszenia pożaru oznaczyć odpowiednio przez:

– p_{occup} – gdy ugaszenie nastąpiło przez użytkowników budowli (*occupants*),
– p_{sp} – gdy ugaszenie nastąpiło dzięki instalacji tryskaczowej (*sprinklers*),
– p_{fb} – gdy ugaszenie nastąpiło przez straż pożarną (*fire brigade*),

to zachodzi:

$$p_{t,1,(0)} = p_{occ}\left(1 - p_{occup}\right)\left(1 - p_{fb}\right) \tag{8.23}$$

Zauważmy, że w powyższej zależności nie wykazano czynnika $(1 - p_{sp})$. Wpływ zastosowania tego typu środków czynnej ochrony przeciwpożarowej jest bowiem już brany pod uwagę w ramach współczynnika η_3 we wzorze (8.22). Zdaniem autora taki sposób postępowania powoduje niepotrzebny bałagan. Proponowane w pracy [171] wartości prawdopodobieństw p_{occ} pokazano w tab. 8.11, natomiast prawdopodobieństwa p_{occup} i p_{fb} w tab. 8.12.

Tabela 8.11

Szacunkowe prawdopodobieństwa zainicjowania pożaru $p_{occ} = h$ $[(m^2 \cdot rok)^{-1}]$ (według [171])

Sposób użytkowania	Mieszkania	Biura	Budowle przemysłowe
p_{occ}	$30 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$

Tabela 8.12

Prawdopodobieństwa p_{occup} i p_{fb} (według [171])

Sposób użytkowania	Mieszkania	Biura	Budowle przemysłowe
p_{occup}	0,75	0,60	0,45
p_{fb}	0,90 ÷ 0,95	0,90 ÷ 0,95	0,80 ÷ 0,90

Jeszcze inne wartości ryzyka $p_{occ} = P_1(E1) = h$ $[(m^2 \cdot rok)^{-1}]$ postuluje się w modelu JCSS [237] (tab. 8.13). Odpowiednie warunkowe prawdopodobieństwa rozgorzenia pożaru wyspecyfikowano w tab. 8.14.

Tabela 8.13

Szacunkowe prawdopodobieństwa zainicjowania pożaru $p_{occ} = h$ [(m^2 · rok)$^{-1}$] (według [237])

Sposób użytkowania	Mieszkania, szkoły	Biura, sklepy	Budowle przemysłowe
p_{occ}	$0{,}5 \div 4 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$2 \div 10 \cdot 10^{-6}$

Tabela 8.14

Prawdopodobieństwo rozgorzenia pożaru, który został zainicjowany $P(E2/E1)$, przy nieskutecznej akcji gaśniczej (według [237])

Zastosowane środki ochrony	$P(E2/E1)$
Publiczna straż pożarna	10^{-1}
Systemy tryskaczowe	10^{-2}
Zawodowa straż pożarna na miejscu i zainstalowany system alarmowy (dotyczy budowli przemysłowych)	$10^{-3} \div 10^{-2}$
Systemy tryskaczowe i rezydująca na miejscu zawodowa straż pożarna	10^{-4}

Tabela 8.15

Parametry K i α do wyznaczania prawdopodobieństwa $p_{t,1}$ według G. Ramachandrana [164]

Sposób użytkowania	K	α
Budowle w zakładach przemysłowych		
Produkcja żywności, napojów, wyrobów tytoniowych	0,0011	0,60
Produkcja środków chemicznych i pokrewnych	0,0069	0,46
Produkcja wyrobów mechanicznych i metalowych	0,00086	0,56
Produkcja urządzeń elektrycznych	0,0061	0,59
Produkcja pojazdów	0,00012	0,86
Produkcja tekstyliów	0,0075	0,35
Produkcja wyrobów z drewna i mebli	0,00037	0,77
Produkcja wyrobów z papieru, drukarnie itp.	0,000069	0,91
Inne	0,0084	0,41
Wszystkie zakłady wytwórcze średnio	0,0017	0,53
Budowle użytku publicznego		
Magazyny	0,00067	0,50
Sklepy	0,000066	1,00
Biura	0,000059	0,90
Hotele	0,00008	1,00
Szpitale	0,0007	0,75
Szkoły	0,0002	0,75

W ocenie autora tej pracy trzeba również wspomnieć o niezmiernie ciekawym sposobie określania wartości prawdopodobieństwa zainicjowania pożaru $p_{t,1}$

(a zatem określanego w skali rocznej), postulowanym przez autorów monografii [164] na podstawie badań statystycznych przeprowadzonych przez G. Ramachandrana. Wylicza się go tam z formuły dwuparametrycznej:

$$p_{t,1} = KA^{\alpha} \tag{8.24}$$

gdzie A [m^2] jest łączną powierzchnią podłóg w budynku, natomiast K i α wykalibrowanymi statystycznie współczynnikami. Pierwszy bierze pod uwagę stosunek ilości pożarów, które wystąpiły w budynkach zaliczanych do danej kategorii ryzyka pożarowego do ogólnej liczby budynków badanych w tej kategorii. Drugi jest miarą nieliniowości zależności pomiędzy poszukiwanym prawdopodobieństwem a wielkością budynku. Ich wartości zestawiono w tab. 8.15.

8.4. PRAWDOPODOBIEŃSTWO AWARII ELEMENTU JAKO PRAWDOPODOBIEŃSTWO ZUPEŁNE

W procesie szacowania prawdopodobieństwa awarii elementu konstrukcji p_f w wyjątkowej sytuacji pożaru na ogół zakłada się, że jest ona logicznym następstwem jego rozgorzenia. Takie rozumowanie jest naturalną konsekwencją zapisu formuły (8.6), zgodnie z którym prawdziwa jest równoważność:

$$p_f = P[E3/(E2 \cap E1)] \tag{8.25}$$

W ten sposób niejako wyklucza się z rozważań, uprawnione z punktu widzenia fizycznej natury zjawiska przypadki, gdy zniszczenie następuje lokalnie i jest spowodowane pożarem, który się nie rozwinął. Sytuacji takich w żadnym razie nie można łączyć z prawdopodobieństwem p_{f0} wyspecyfikowanym w zależności (8.8), gdyż taki zlokalizowany pożar musiał zostać wcześniej zainicjowany, jest to więc również prawdopodobieństwo warunkowe przy warunku, że pożar wystąpił. Swego rodzaju rozwiązaniem jest tu zastosowanie pewnego typu diagramu sieciowego, którego struktura zostanie przedyskutowana w dalszej części pracy. Innym sposobem obejścia problemu jest bezpośrednia specyfikacja wartości prawdopodobieństwa p_f. Takie podejście wykorzystano na przykład w brytyjskiej normie BSI DD 240 [221] (tab. 8.16) w odniesieniu do budynków w zakładach przemysłowych. Jego aspekty ilościowe dyskutowane są przez H. Gulvanessiana i M. Holickiego w pracy [61]. Zauważmy, że operuje się tu również warunkowym prawdopodobieństwem awarii. Warunkiem jest jednak to, że pożar wystąpił, nie musiał zatem rozgorzeć. Oczywiście podane wartości sumują się do jedynki.

Wychodząc z tradycyjnego podejścia opisanego równaniem (8.25), J. Murzewski w pracy [144] wyprowadził zależność pozwalającą na oszacowanie wartości p_f:

$$p_f = 1 - \frac{1-p}{1-p_{fl}} \tag{8.26}$$

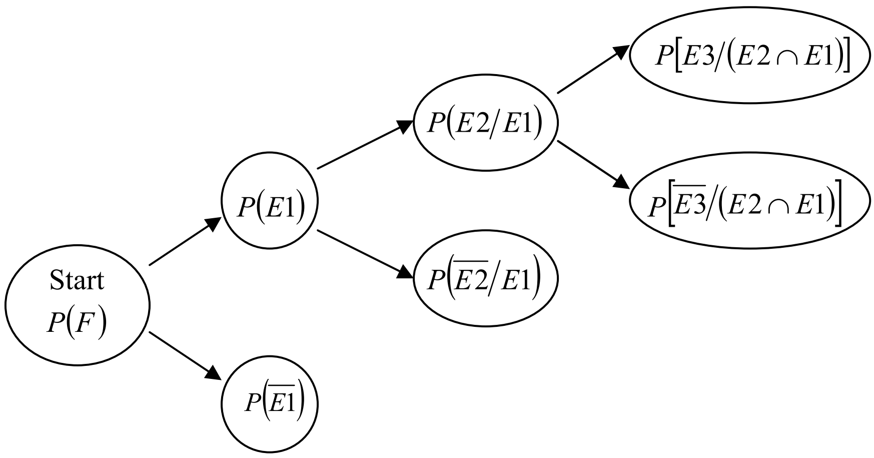
Wielkość p_{fl} jest tu warunkowym prawdopodobieństwem rozgorzenia pożaru, przy warunku, że pożar wystąpił, natomiast p oznacza prawdopodobieństwo awarii z jakiejkolwiek przyczyny (niekoniecznie spowodowanej pożarem).

Tabela 8.16

Warunkowe prawdopodobieństwa awarii elementu przy warunku, że pożar wystąpił (według BSI DD 240 [221])

Skala uszkodzeń	Wartość prawdopodobieństwa
Nie ma uszkodzeń w budynku	0,700
Drobne uszkodzenia w budynku	0,120
Powierzchniowe uszkodzenia w budynku	0,075
Poważne uszkodzenia w budynku	0,075
Destrukcja całego budynku	0,030

W praktyce awaria elementu konstrukcji w pożarze jest wypadkową wielu czynników. Z tego powodu analiza bezpieczeństwa jest bardziej czytelna, jeśli przedstawi się ją za pomocą drzewa logicznego (rys. 8.1). Ponieważ niewiadomą jest prawdopodobieństwo zawodu, będzie to tak zwane drzewo porażki (*fault tree*). Przez $\overline{E1}$, $\overline{E2}$ i $\overline{E3}$ oznaczono zdarzenia przeciwne do zdarzeń odpowiednio $E1$, $E2$ i $E3$. Oczywiście zawsze $P(E_i) \cup P(\overline{E_i}) = 1$.



Rys. 8.1. Drzewo logiczne do określania prawdopodobieństwa awarii elementu $P(F)$ jako prawdopodobieństwa zupełnego

Wykorzystanie dopełniających się prawdopodobieństw $P(E_i)$ i $P\left(\overline{E_i}\right)$ pozwala wyrazić $P(F)$ jako prawdopodobieństwo zupełne (całkowite):

$$P(F) = \sum_{i=1}^{n} P(F / E_i)\, P(E_i) \tag{8.27}$$

czyli:

$$P(F) = P(F / E1)\, P(E1) + P\left(F / \overline{E1}\right) P\left(\overline{E1}\right) \tag{8.28}$$

gdzie:

$$P(F / E1) = P(F / E2)\, P(E2 / E1) + P\left(F / \overline{E2}\right) P\left(\overline{E2} / E1\right) \tag{8.29}$$

$$P(F / E2) = P(F / E3)\, P[E3 / (E2 \cap E1)] + P\left(F / \overline{E3}\right) P\left[\overline{E3} / (E2 \cap E1)\right] \tag{8.30}$$

Wartość $P(F)$ oznacza tu prawdopodobieństwo awarii elementu z jakiejkolwiek przyczyny, $P(F/E1)$ prawdopodobieństwo awarii będącej skutkiem pożaru, $P\left(F / \overline{E1}\right)$ – prawdopodobieństwo awarii spowodowanej przez przyczynę inną niż pożar. Jednak $P(F/E1)$ zależy od tego czy pożar rozgorzał, czy nie. Zatem prawdopodobieństwo, że pożar, który został zaprószony, rozgorzał i spowodował awarię elementu wyniesie $P(F/E2)$ itd. Nieco inne podejście do szacowania prawdopodobieństwa awarii jako prawdopodobieństwa zupełnego postulują M. Holicky i J.B. Schleich w pracy [70].

8.5. STRUKTURA DIAGRAMU SIECIOWEGO

Porównanie zależności (8.5), (8.6) i (8.28) przedstawia coraz większą komplikację obliczeń. Zwróćmy uwagę, że dodanie kolejnych warstw do analizowanego drzewa logicznego spowoduje, że te same prawdopodobieństwa, które teraz są wynikiem formuł (8.28), (8.29) i (8.30), uzyskają zupełnie inną wartość. Trzeba również podkreślić, że prawdopodobieństwo $P(F)$ z zależności (8.6) nie jest równoważne prawdopodobieństwu $P(F)$ z formuły (8.28). Odpowiada mu raczej prawdopodobieństwo $P(F/E2)$. Różnica wynika z faktu, że prawdopodobieństwo wyliczone według (8.6) nie uwzględnia możliwości awarii elementu spowodowanej przez pożar zlokalizowany (który się nie rozwinął), czyli $P\left(F / \overline{E2}\right)$.

Wartość prawdopodobieństwa $P(F/E2)$ na ogół zależy od wielu czynników. Uwzględnienie ich wpływu skutkuje znaczną rozbudową formuły (8.30). Trudność tę można ominąć, odchodząc od tworzenia kolejnych gałęzi drzewa z rys. 8.1

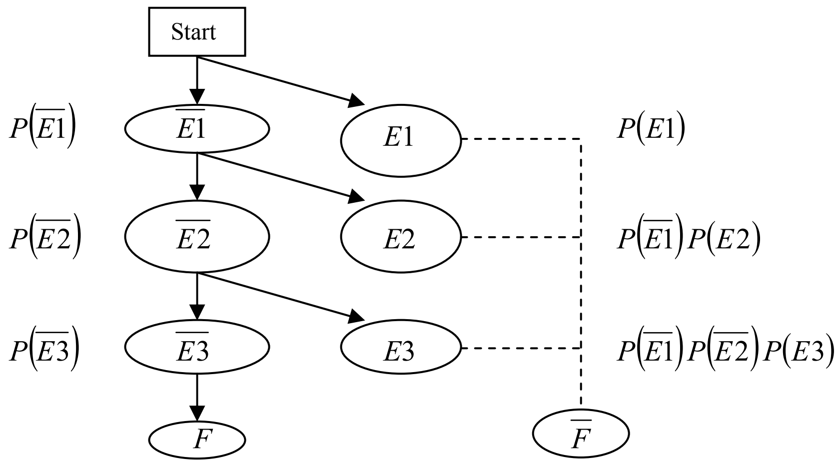
i wykorzystując pewien typ diagramu sieciowego zaproponowany przez R.W. Fitzgeralda [41]. Jego schemat przedstawiono na rys. 8.2. Zauważmy, że nie ma on już struktury drzewa logicznego. Węzłami sieci są zdarzenia E_i umiejscowione tak, że zawsze towarzyszą im odpowiednie zdarzenia przeciwne $\overline{E_i}$. W przykładzie analizowanym w pracach [124, 125, 137] poszukuje się prawdopodobieństwa $P(F)$, przy czym przez F oznaczono zdarzenie, że pożar nie został ugaszony.

Przyjęto, że ugaszenie pożaru zależy od trzech (i tylko trzech) czynników $E1$, $E2$ i $E3$, takich, że:

– $E1$ – pożar rozwinięty wygasł samoistnie,
– $E2$ – pożar został ugaszony przez tryskacze lub inne środki czynnej ochrony przeciwpożarowej,
– $E3$ – pożar został ugaszony przez straż pożarną.

Zauważmy, że jako zajście zdarzenia $E2$ można uznać jedynie przypadek całkowitego wygaszenia pożaru bez jakiegokolwiek udziału czynników innych niż wymienione powyżej środki ochrony czynnej. Takie zastrzeżenie jest konieczne, tryskacze bowiem zawsze tłumią pożar, nie w każdym jednak przypadku ich zadziałanie prowadzi do pełnego ugaszenia ognia.

Można przyjąć, że czynniki $\overline{E1}$, $\overline{E2}$, $\overline{E3}$ oraz $\overline{F}$ wyczerpują całą przestrzeń możliwych zdarzeń warunkujących F (stanowią układ zupełny). Niezmiernie ważny jest także fakt, że mogą one być traktowane jako *losowo niezależne*, a w interpretacji *Venna* rozłączne. Trzeba tylko założyć, że niemożliwe są zdarzenia typu *pożar został ugaszony równocześnie przez tryskacze i straż pożarną*.



Rys. 8.2. Diagram sieciowy do wyznaczania prawdopodobieństwa katastrofy $P(F)$ w przypadku pożaru ograniczonego do jednej strefy pożarowej

Zdarzenie F na pierwszy rzut oka nie jest równoważne rozpatrywanemu wcześniej zdarzeniu, że pożar nie został ugaszony i spowodował awarię elementu. Zauważmy jednak, że przypadek *pożar nieugaszony nie spowodował awarii* mieści się w opisie zdarzenia $E1$. Zatem w dalszej analizie nieugaszenie pożaru F będzie traktowane równorzędnie z awarią. Ponieważ poszukuje się prawdopodobieństwa awarii, analizowany diagram będzie diagramem porażki (*fault diagram*).

Do każdego węzła sieci przypisane jest odpowiednie prawdopodobieństwo. Poruszanie się po diagramie (zawsze od startu w kierunku zdarzenia F albo zdarzenia przeciwnego $\overline{F}$) jest możliwe jedynie po trasach wyznaczonych przez linie łączące wybrane węzły. Linie te odzwierciedlają logiczną strukturę powiązań. Zaletą tego typu diagramu jest to, że struktura ta właściwie nie zależy od zdefiniowania znaczenia zdarzeń E_i. Powiązania oznaczone linią ciągłą należy kojarzyć z bramką logiczną typu AND. Oznacza ona zawsze koniunkcję niezależnych zdarzeń losowych, a prawdopodobieństwo wypadkowe jest wtedy iloczynem prawdopodobieństw cząstkowych. Z drugiej strony liniami przerywanymi oznaczono bramki logiczne typu OR równoważne alternatywie zdarzeń, dla której wypadkowe prawdopodobieństwo wyznacza się, sumując prawdopodobieństwa składowe.

Rezultatem analizy opartej na diagramie, przedstawionym na rys. 8.2, będą zatem prawdopodobieństwa:

$$P(F) = P\left(\overline{E1}\right)P\left(\overline{E2}\right)P\left(\overline{E3}\right) = \left[1 - P(E1)\right]\cdot\left[1 - P(E2)\right]\cdot\left[1 - P(E3)\right] \tag{8.31}$$

$$\begin{aligned} P\left(\overline{F}\right) &= P(E1) + P\left(\overline{E1}\right)P(E2) + P\left(\overline{E1}\right)P\left(\overline{E2}\right)P(E3) = \\ &= P(E1) + \left[1 - P(E1)\right]P(E2) + \left[1 - P(E1)\right]\cdot\left[1 - P(E2)\right]P(E3) \end{aligned} \tag{8.32}$$

Poprawność rozwiązania weryfikuje się przez sprawdzenie równości $P(F) = 1 - P\left(\overline{F}\right)$.

Rozważania można komplikować [41, 124, 125]. Załóżmy, że rozprzestrzenianie się ognia ze strefy pożarowej $\Omega 1$ do sąsiadującej z nią strefy $\Omega 2$ jest ograniczone przez przegrodę – oddzielenie przeciwpożarowe B (*barrier*). Mamy zatem dwa dopełniające się zdarzenia:

– B – przegroda spełnia postawione jej wymagania i nie dopuszcza do rozprzestrzenienia się pożaru,
– $\overline{B}$ – przegroda okazuje się za słaba i ogień przedostaje się do sąsiedniej strefy pożarowej.

Zdarzenie $\overline{B}$ trzeba rozbić na dwa zdarzenia $\overline{B1}$ i $\overline{B2}$, jeśli założyć, że przegroda niszczy się na dwa (i tylko dwa) jakościowo różne sposoby:

– $\overline{B1}$ – utrata przez przegrodę izolacyjności ogniowej (na skutek przekroczenia granicznej wartości temperatury),
– $\overline{B2}$ – utrata przez przegrodę szczelności ogniowej (np. otwarcie drzwi, wybicie okna, pęknięcie i odpadnięcie od konstrukcji części przegrody itp.)

Takie założenie oznacza ograniczenie rozważań do przypadków, gdy przegroda nie pełni funkcji nośnych, a jedynie oddzielające. W przeciwnym razie bowiem należałoby dodatkowo uwzględnić zdarzenie $\overline{B3}$ zdefiniowane jako utrata nośności przegrody, co, zdaniem autora, niepotrzebnie zmniejszyłoby czytelność prezentowanego poniżej przykładu. Ponadto trzeba przyjąć, że pomiędzy $\overline{B1}$ i $\overline{B2}$ nie ma żadnej zależności przyczynowo-skutkowej, co jest pewnym uproszczeniem (uprawniona jest bowiem również interpretacja, że zajście $\overline{B1}$ jest warunkowane niezajściem $\overline{B2}$). Zdarzenia B, $\overline{B1}$ i $\overline{B2}$ są wtedy losowo niezależne i stanowią układ zupełny, czyli $P(B)+P(\overline{B1})+P(\overline{B2})=1$. Można teraz na przykład szukać prawdopodobieństwa zdarzenia $F\Omega2$ – czyli nieugaszenia pożaru, który przedostał się do strefy $\Omega2$. Diagram sieciowy uzyskuje zatem kolejne piętro (rys. 8.3). Sposób jego analizy zostanie przedstawiony na przykładzie [124, 125].

8.6. PRZYKŁADOWA ANALIZA DIAGRAMU SIECIOWEGO

Niech w strefie pożarowej $\Omega1$: $P(E1) = 0{,}4$; $P(E2) = 0{,}8$; $P(E3) = 0{,}7$.
Prawdopodobieństwo, że pożar nie zostanie ugaszony w strefie $\Omega1$:

$$P(F\Omega1)=[1-P(E1)]\cdot[1-P(E2)]\cdot[1-P(E3)]=0{,}6\cdot0{,}2\cdot0{,}3=0{,}036$$

Prawdopodobieństwo, że zostanie ugaszony już w strefie $\Omega1$:

$$P(\overline{F\Omega1})=P(E1)+P(\overline{E1})P(E2)+P(\overline{E1})P(\overline{E2})P(E3)=$$
$$=0{,}4+0{,}6\cdot0{,}8+0{,}6\cdot0{,}2\cdot0{,}7=0{,}964$$

Sprawdzenie: $0{,}036+0{,}964=1{,}0$.

Przyjmijmy, że: $P(B)=0{,}75$; $P(\overline{B1})=0{,}15$; $P(\overline{B2})=0{,}10$.

Sprawdzenie: $P(B)+P(\overline{B1})+P(\overline{B2})=0{,}75+0{,}15+0{,}10=1$.

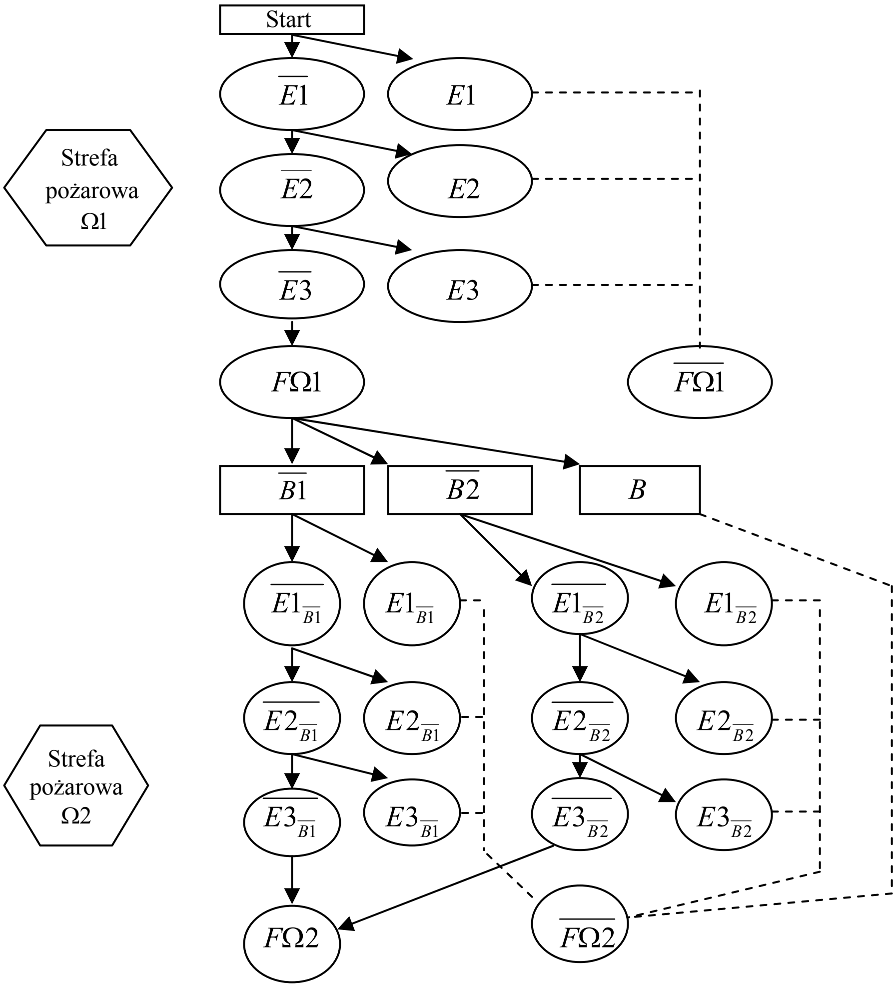
Niech w strefie $\Omega2$: $P(E1_{\overline{B1}})=0{,}3$; $P(E2_{\overline{B1}})=0{,}7$; $P(E3_{\overline{B1}})=0{,}9$,
$P(E1_{\overline{B2}})=0{,}1$; $P(E2_{\overline{B2}})=0{,}2$; $P(E3_{\overline{B2}})=0{,}3$.

Prawdopodobieństwo, że pożar, który nie został ugaszony w strefie $\Omega1$ nie zostanie także ugaszony w strefie $\Omega2$:

$$P(F\Omega2_{\overline{B1}})=P(F\Omega1)\,P(\overline{B1})\,P(\overline{E1_{\overline{B1}}})\,P(\overline{E2_{\overline{B1}}})\,P(\overline{E3_{\overline{B1}}})=$$
$$=0{,}036\cdot0{,}15\cdot(1-0{,}3)(1-0{,}7)(1-0{,}9)=1{,}134\cdot10^{-4}$$

$$P(F\Omega2_{\overline{B2}})=P(F\Omega1)\,P(\overline{B2})\,P(\overline{E1_{\overline{B2}}})\,P(\overline{E2_{\overline{B2}}})\,P(\overline{E3_{\overline{B2}}})=$$
$$=0{,}036\cdot0{,}10\cdot(1-0{,}1)(1-0{,}2)(1-0{,}3)=1{,}814\cdot10^{-3}$$

$$P(F\Omega2)=P(F\Omega2_{\overline{B1}})+P(F\Omega2_{\overline{B2}})=1{,}134\cdot10^{-4}+1{,}814\cdot10^{-3}=1{,}927\cdot10^{-3}$$



Rys. 8.3. Diagram sieciowy do wyznaczania prawdopodobieństwa awarii $P(F)$ w przypadku pożaru rozprzestrzeniającego się ze strefy pożarowej Ω1 do sąsiadującej z nią strefy Ω2

Prawdopodobieństwo, że pożar, który nie został ugaszony w strefie Ω1, zostanie ugaszony w strefie Ω2:

$$P\left(\overline{F\Omega2_{\overline{B1}}}\right)=P(F\Omega1)\,P\left(\overline{B1}\right)\cdot\left[P\left(E1_{\overline{B1}}\right)+P\left(\overline{E1_{\overline{B1}}}\right)P\left(E2_{\overline{B1}}\right)+P\left(\overline{E1_{\overline{B1}}}\right)P\left(\overline{E2_{\overline{B1}}}\right)P\left(E3_{\overline{B1}}\right)\right]=$$
$$=0{,}036\cdot0{,}15\cdot\left[0{,}3+(1-0{,}3)\cdot0{,}7+(1-0{,}3)(1-0{,}7)\cdot0{,}9\right]=5{,}287\cdot10^{-3}$$

$$P\left(\overline{F\Omega2_{\overline{B2}}}\right)=P(F\Omega1)\,P\left(\overline{B2}\right)\cdot\left[P\left(E1_{\overline{B2}}\right)+P\left(\overline{E1_{\overline{B2}}}\right)P\left(E2_{\overline{B2}}\right)+P\left(\overline{E1_{\overline{B2}}}\right)P\left(\overline{E2_{\overline{B2}}}\right)P\left(E3_{\overline{B2}}\right)\right]=$$
$$=0{,}036\cdot0{,}10\cdot\left[0{,}1+(1-0{,}1)\cdot0{,}2+(1-0{,}1)(1-0{,}2)\cdot0{,}3\right]=1{,}786\cdot10^{-3}$$

$$P\left(\overline{F\Omega 2_{B}}\right)=P(F\Omega 1)\,P(B)=0{,}036\cdot 0{,}75=0{,}027$$

$$P\left(\overline{F\Omega 2}\right)=P\left(\overline{F\Omega 2_{\overline{B1}}}\right)+P\left(\overline{F\Omega 2_{\overline{B2}}}\right)+P\left(\overline{F\Omega 2_{B}}\right)=$$
$$=5{,}287\cdot 10^{-3}+1{,}786\cdot 10^{-3}+0{,}027=0{,}03407$$

A zatem prawdopodobieństwo, że pożar w ogóle zostanie ugaszony (w strefie Ω1 lub Ω2):

$$P\left(\overline{F}\right)=P\left(\overline{F\Omega 1}\right)+P\left(\overline{F\Omega 2}\right)=0{,}964+0{,}03407=0{,}99807$$

Sprawdzenie: $P(F\Omega 2)+P\left(\overline{F}\right)=1{,}927\cdot 10^{-3}+0{,}99807=1{,}0$.

Analiza struktury diagramu porażki w tego typu sieciach pozwala na zauważenie pewnej prawidłowości. Zawsze, kiedy poszukuje się prawdopodobieństwa porażki, bramki logiczne AND (linie ciągłe) układają się w głównej osi schematu. Oznacza to zawsze mnożenie prawdopodobieństw. Istotnie, aby pożar nie został ugaszony w ogóle, nie może wygasnąć sam, i nie może zostać ugaszony przez tryskacze, a także nie może zostać ugaszony przez straż pożarną. Bardziej prawidłowe jest jednak zdanie: *pożar nie został ugaszony, jeśli nie wygasł sam, i nie ugasiły go tryskacze, jeśli nie wygasł sam, i nie ugasiła go straż pożarna, jeśli nie ugasiły go tryskacze i nie wygasł sam*. Zauważmy także, że zmiana kolejności zdarzeń $E1$, $E2$ i $E3$ nie wpłynie na wartość prawdopodobieństwa $P(F)$.

8.7. DIAGRAM SUKCESU I INNE METODY SZACOWANIA PRAWDOPODOBIEŃSTWA AWARII ELEMENTÓW W POŻARZE

Możliwa jest również analiza diagramu sukcesu (*event diagram*). Zdarzenia E_i, które są zarazem węzłami sieci, zdefiniujmy dla przykładu w następujący sposób:
- $E1$ – pożar został wykryty,
- $E2$ – mieszkańcy zostali powiadomieni o zagrożeniu,
- $E3$ – mieszkańcy podjęli decyzję o ewakuacji,
- $E4$ – mieszkańcy opuścili zagrożoną strefę itd.

Miarą sukcesu jest tu zatem bezpieczna ewakuacja użytkowników budynku przed jego zniszczeniem na skutek wyczerpania nośności konstrukcji w pożarze. Diagram sukcesu stanowi więc swego rodzaju odwrotność diagramu porażki. Zauważyć należy jednak, że jego struktura formalna pozostaje niezmieniona. Nadal bramki logiczne typu AND znajdować się będą w głównej osi schematu. Podstawowa różnica tkwi w tym, że na końcu tej osi znajduje się teraz zdarzenie $\overline{F}$, będące również sukcesem. Mnożenie prawdopodobieństw $P(E_i)$ służy zatem do znajdowania prawdopodobieństwa sukcesu $P\left(\overline{F}\right)$. Prawdopodobieństwa zawodu

$P(F)$ zaś należy teraz szukać, przemieszczając się po liniach przerywanych diagramu, czyli pokonując również bramki typu OR.

Przedstawiona powyżej i rozwinięta przez autora niniejszej monografii w pracach [124, 125, 137] metodyka szacowania prawdopodobieństwa awarii elementów konstrukcji w pożarze za pomocą pewnego typu diagramów sieciowych nie stanowi dla projektanta jedynej drogi możliwej do wykorzystania w tym zakresie. Jej podstawową zaletą wydaje się prostota, a także czytelność w odwzorowaniu wzajemnych zależności w ramach logicznej struktury powiązań. Należy tu co najmniej przytoczyć rozwijane w tej dziedzinie już od kilku dziesięcioleci bardziej precyzyjne metody analizy oparte na podejściu stochastycznym. Ich szersze omówienie nie jest celem niniejszego opracowania. Wprowadzenie do tego typu rozważań można znaleźć na przykład w monografii [164]. Do najbardziej obiecujących trzeba zaliczyć sposoby analizy symulujące rozprzestrzeniane się pożaru w budowlach o różnym przeznaczeniu, wielkości i konfiguracji zawartych w nich stref pożarowych. Są to w szczególności:

– modele sieciowe – w tym modele opracowane przez D.G. Elmsa i A.H. Buchanana (1981), W.T.C. Linga i R.B. Williamsona (1986) oraz D.G. Platta (1989),
– modele bazujące na matematycznym formalizmie *procesu Markowa* – stosowanie tego rodzaju podejścia w odniesieniu do warunków pożaru zapoczątkował G.N. Berlin (1980),
– modele wykorzystujące opis *błądzenia przypadkowego* (*random walk*), przy czym losowym awariom elementów w pożarze przypisuje się w nich rozkład *Pareto* (zgodnie z sugestią L.G. Benckerta i I. Sternberga (1957), potwierdzoną przez B. Mandelbrota (1964)),
– modele dyfuzyjne (*diffusion process*) – rozwijane przez S. Karlina (1966) jako uogólnienie symulacji ruchów Browna,
– modele przesiąkania (*percolation process*) – opracowane przez J.M. Hammersleya i D. C. Hanscomba (1964),
– modele epidemii (*epidemic theory*) – stosowane przez F.A. Albiniego i S. Randa (1964).

Ze swej strony autor pragnie zarekomendować podejście wykorzystujące tak zwane sieci przyczynowe Bayesa (*Bayesian Causal Network*). Przykład ich stosowania zamieszczają na przykład M. Holicky i J.B. Schleich w pracy [70]. Trzeba przy tym zaznaczyć, że zastosowanie statystyk bayesowskich do szacowania odporności ogniowej elementów konstrukcji było postulowane przez J. Murzewskiego, A. Sowę i T. Domańskiego już w latach osiemdziesiątych ubiegłego wieku [34, 35, 149, 150].

W ostatnich latach coraz większe znaczenie przypisuje się tak zwanym eksperckim technikom oceny bezpieczeństwa. Pozwalają one na wielokryterialną analizę, z uwzględnieniem hierarchii znaczenia i logicznej struktury powiązań poszczególnych czynników (atrybutów), determinujących jego realny poziom. Pewną próbą takiego podejścia wydaje się realizowany w latach 2002–2005 europejski program badawczy Fire-TECH (*Fire Risk Evaluation to European Cultural*

Heritage) [194], dotyczący bezpieczeństwa pożarowego obiektów zabytkowych o szczególnym znaczeniu dla kultury oraz poprzedzający go program Bene-FEU (***Bene****fits of* ***F****ire Safety Engineering in the* ***E****uropean* ***U****nion*) [19], którego celem była unifikacja stosowanych lokalnie, wzajemnie niekompatybilnych regulacji i procedur dotyczących zabezpieczenia wszelkiego rodzaju obiektów budowlanych przed ogniem. Istnieje wiele narzędzi umożliwiających przeprowadzanie systemowej analizy tego rodzaju zagadnień. Szczególnie przydatne w tym zakresie wydają się metody wspomagające wielokryterialny proces decyzyjny (MCDA – *Multicriterial Decision Analysis*). Należą do nich: Sieciowa Analiza Procesów (ANP – ***A****nalytic* ***N****etwork* ***P****rocess*) i jej szczególna postać – Hierarchiczna Analiza Procesów (AHP – ***A****nalytic* ***H****ierarchy* ***P****rocess*), analiza delficka (*Delphi Analysis*), PROMETHEE (***P****reference* ***R****anking* ***O****rganization* ***Meth****od*), ELECTRE (***El****imination* ***e****t* ***C****hoix* ***T****raduisant la* ***Ré****alité*), DEA (***D****ata* ***E****nvelopment* ***A****nalysis*), TOPSIS (***T****echnique for* ***O****rder* ***P****reference by* ***S****imilarity to* ***I****deal* ***S****olution*), VIKOR i inne. Tematyka szacowania realnego poziomu bezpieczeństwa w sytuacji pożaru z wykorzystaniem technik AHP została podjęta przez autora niniejszej monografii wraz z G. Gindą w pracach [52, 53, 54]. Celem było nie tylko ustalenie rankingu (hierarchizacja) wyodrębnionych atrybutów bezpieczeństwa pożarowego, ale także określenie poziomu istotności (względnego znaczenia) poszczególnych czynników i ich wzajemnych relacji ilościowych. Uporządkowania atrybutów dokonano dla dwóch wzajemnie przeciwstawnych kryteriów: maksymalizacji korzyści (*benefits*) i minimalizacji kosztów (*costs*), co pozwoliło na bardziej uniwersalne wnioskowanie. Przykład numeryczny z uwagi na przejrzystość ograniczono do pojedynczej oceny eksperckiej. Była to więc ze swej natury ocena obarczona subiektywizmem autorów. Ocena obiektywna musi być wynikiem konsensusu ustalonego w odpowiednio licznej i reprezentatywnej populacji takich pojedynczych ocen. Proszonych o opinię ekspertów grupuje się w zależności od ich kompetencji i doświadczenia, przypisując ich ocenom odpowiednie współczynniki wagowe. Dokładne omówienie zarówno zastosowanej metodologii, jak i uzyskanych wyników wykracza poza ramy tego opracowania.

Powyższy przegląd dostępnych technik szacowania realnej wartości prawdopodobieństwa awarii elementu w pożarze trzeba zakończyć uwagą, że w każdym z nich w sposób mniej lub bardziej precyzyjny próbowano uwzględnić różnego rodzaju czynniki determinujące rozwój pożaru. Zauważmy jednak, że na ogół traktowano go jako zjawisko nierozciągłe w czasie. Często jednak nie chodzi jedynie o odpowiedź, z jakim prawdopodobieństwem analizowany element przetrwa dany pożar, ale o monitorowanie zmieniającego się poziomu bezpieczeństwa w czasie jego trwania. W takim ujęciu poszukiwane prawdopodobieństwo jest zatem co najmniej funkcją temperatury elementu Θ_a (lub zamiennie odpowiadającego jej poziomu jego wytężenia albo chwili pożaru t_{fi}). Postulowany sposób jego oceny, oparty na modelu probabilistycznym, zostanie omówiony w rozdziale 8.8 tego opracowania.

8.8. PODSTAWY PROBABILISTYCZNEJ OCENY BEZPIECZEŃSTWA W POŻARZE

Podejście probabilistyczne stanowi podstawę do kalibracji częściowych współczynników bezpieczeństwa wyspecyfikowanych w ramach klasycznego modelu opartego na metodzie stanów granicznych i zalecanego do stosowania przez normy PN-EN 1991-1-2 [250] i PN-EN 1993-1-2 [252]. Na gruncie krajowym próbę jego opracowania podjął J. Murzewski [142] pod koniec lat osiemdziesiątych ubiegłego wieku. Zagadnienia te były również rozwijane przez autora niniejszego opracowania wraz z T. Domańskim w pracach [137] i [138].

Przez awarię rozważanego elementu rozumie się w tym ujęciu przekroczenie przez losową wartość miarodajnego efektu E_{fi} kombinacji przyłożonych do niego obciążeń, sumowanych zgodnie z regułami odpowiednimi dla wyjątkowej sytuacji projektowej, losowej wartości jego nośności $R_{fi,\Theta}$ zredukowanej w temperaturze Θ_a. Zakłada się przy tym, że obie zmienne są modelowane rozkładami prawdopodobieństwa typu gaussowskiego. W dalszej analizie przyjęto, że jest to rozkład log-normalny. W przypadku takich rozdzielonych zmiennych klasyczna analiza bezpieczeństwa wymaga rozważenia funkcji gęstości $f(E_{fi},\ R_{fi,\Theta})$ dwuwymiarowego rozkładu typu normalnego. Należy zaznaczyć, że w uproszczonym ujęciu stosowanym w normach projektowych na ogół ogranicza się jedynie do analizy jednowymiarowych rozkładów brzegowych $f(E_{fi})$ i $f(R_{fi,\Theta})$, co, jak wiadomo, prowadzi do bezpiecznych, ale nieekonomicznych oszacowań. Jeśli jednak zdefiniować nową zmienną:

$$\gamma_\Theta = \frac{R_{fi,\Theta}}{E_{fi}} \tag{8.33}$$

to rozważania sprowadzają się do analizy jednowymiarowego rozkładu $f(\gamma_\Theta)$. Wartość $\gamma_\Theta \geq 1$ jest równoznaczna z poprawną pracą elementu, natomiast $\gamma_\Theta < 1$ oznacza zawód. W prostych przypadkach nośność $R_{fi,\Theta}$ jest proporcjonalna do granicy plastyczności stali $f_{y,\Theta} = f_y(\Theta_a)$, przy czym $f_{y,\Theta} = k_{y,\Theta} f_{y,20}$ (parametr $k_{y,\Theta}$ jest współczynnikiem proporcjonalności [252], natomiast wielkość $f_{y,20}$ odnosi się do temperatury pokojowej, czyli 20°C). Wtedy także:

$$R_{fi,\Theta} = k_{y,\Theta}\, R_{fi,20} \tag{8.34}$$

Wielkość $k_{y,\Theta}$ w prezentowanej analizie traktuje się deterministycznie. Każdej temperaturze Θ_a przyporządkowana jest bowiem jej ściśle określona wartość. Autorowi znane są jednak opracowania, w których uznaje się jej losowy charakter (na przykład w rozważaniach przeprowadzanych przez M. Holicky'ego [69]). W konsekwencji zachodzi:

$$\breve{R}_{fi,\Theta} = k_{y,\Theta}\, \breve{R}_{fi,20} \tag{8.35}$$

Ponadto przyjmuje się, że logarytmiczny współczynnik zmienności υ_R jest stały przez cały czas pożaru, a więc nie zmienia się ze wzrostem temperatury Θ_a, czyli:

$$\upsilon_{R,\Theta} = \upsilon_{R,20} = \text{const} \tag{8.36}$$

Hipoteza ta (w sensie statystyki matematycznej jest to hipoteza H_0) została zweryfikowana metodami statystycznymi przez T. Domańskiego [32], [33]. Jako alternatywną hipotezę H_1 testowano możliwość przyjmowania stałej w czasie pożaru wartości odchylenia standardowego σ_R. W takim przypadku logarytmiczny współczynnik υ_R byłby rosnący wraz ze wzrostem temperatury stali. Przeprowadzono wiele testów laboratoryjnych w wybranych temperaturach Θ_a (20, 300, 400 i 500°C). Próbki wycięto z różnych rodzajów kształtowników, wykonanych z różnych gatunków stali (S235JR, S355JR). W celu oddzielenia rzeczywistej zmienności wyników od tej, która była jedynie wynikiem przeprowadzonych doświadczeń, zastosowano klasyczną analizę wariancji. W końcu za pomocą testu statystycznego Bartletta wykazano, że nie ma podstaw do kwestionowania hipotezy H_0.

Wyznaczenie prawdopodobieństwa p_f jest możliwe po zdefiniowaniu globalnego wskaźnika bezpieczeństwa β_Θ:

$$\beta_\Theta = \frac{\ln \breve{\gamma}}{\upsilon_\Theta} \tag{8.37}$$

przy czym zachodzi:

$$\breve{\gamma} = \frac{k_{y\Theta}\, \breve{R}_{fi,20}}{\breve{E}_{fi}} \qquad \text{oraz} \qquad \upsilon_\Theta = \sqrt{\upsilon_R^2 + \upsilon_E^2} \tag{8.38}$$

Wartość modalna nośności odniesiona do temperatury pokojowej $\breve{R}_{fi,20}$ jest w rozważanych przypadkach proporcjonalna do wartości modalnej losowej wytrzymałości stali $\breve{f}_{y,20}$. Parametry losowego efektu obciążenia E_{fi} ustala się z zależności:

$$\breve{E}_{fi} \cong \overline{G} + \sum_i \overline{Q_i} \qquad \text{oraz} \qquad \upsilon_E \cong \sqrt{\upsilon_G^2 + \sum_i \upsilon_{Qi}^2} \tag{8.39}$$

gdzie G jest obciążeniem stałym, natomiast Q_i i-tym obciążeniem zmiennym. Ostatecznie:

$$p_f = \Phi(-\beta_\Theta) \tag{8.40}$$

przy czym przez $\Phi(\ )$ oznaczono dostępną w tablicach statystycznych dystrybuantę standaryzowanego rozkładu normalnego, czyli tak zwaną funkcję Laplace'a.

Pewnym problemem jest tu wzajemna korelacja rozważanych zmiennych. Zarówno bowiem efekt obciążenia E_{fi}, jak i nośność elementu $R_{fi,\Theta}$ zależą od temperatury stali Θ_a. Z tego powodu bez komplikacji obliczeń można uzyskać jedynie oszacowania prawdopodobieństwa p_f odniesione do konkretnej, ustalonej wartości tej temperatury. Wielokrotne powtórzenie obliczeń przy różnych wartościach Θ_a umożliwia jednak zbadanie zależności $p_f = p_f(\Theta_a)$. Trzeba przy tym pamiętać, że jest to podejście uproszczone, temperatura elementu bowiem nie jest teraz zmienną losową, ale jedynie nielosowym parametrem. Próbę ilościowego oszacowania stopnia tej korelacji podjął J. Murzewski w pracy [142], niemniej jednak uzyskane rozwiązania nie wydają się, jak na razie, możliwe do zastosowania w praktyce inżynierskiej. Warto przy tym zaznaczyć, że samo podejście do oceny bezpieczeństwa, bazujące na klasycznej koncepcji rozdzielenia efektu obciążenia i nośności, także jest tylko przybliżeniem rzeczywistości. Jak pokazano w poprzednich rozdziałach tego opracowania, realny pożar musi być kojarzony ze złożoną interakcją oddziaływań bardzo wielu, często zależnych od siebie czynników, z których wiele ma charakter losowy. Próby ich matematycznego opisu zawsze prowadzą do znacznej komplikacji modelu. Przekonuje o tym chociażby analiza stochastycznego modelu pożaru w pomieszczeniu zaproponowanego przez A.M. Hasofera i V.R. Becka w pracy [65].

Graniczne akceptowane wartości prawdopodobieństwa $p_{f,ult}$ wyspecyfikowano w rozdziale 8.2. Wiążą się one z wymaganymi wartościami wskaźnika bezpieczeństwa β_{req}. Warunek bezpieczeństwa można zatem zapisać w postaci (patrz wzór (8.1)):

$$p_f \le p_{f,ult} \qquad \text{albo} \qquad \beta_\Theta \ge \beta_{req} \tag{8.41}$$

Temperatura, dla której $p_f = p_{f,ult}$ (czyli $\beta_\Theta = \beta_{req}$) nosi nazwę temperatury krytycznej $\Theta_{a,cr}$, a globalny warunek bezpieczeństwa sprowadza się do oceny, czy $\Theta_a < \Theta_{a,cr}$. Parametr ten nie jest jednak jedyną możliwą miarą pozwalającą na wiarygodną ocenę poziomu bezpieczeństwa konstrukcji w pożarze. W wielu przypadkach wygodniejsze dla użytkownika wydaje się podanie czasu, który, licząc od danej chwili t_{fi}, pozostał mu na bezpieczną (z określonym, akceptowanym przez niego prawdopodobieństwem zawodu) ewakuację. Temperaturę $\Theta_{a,cr}$ w oczywisty sposób skojarzy on z chwilą $t_{fi,d} = t_{fi}(\Theta_{a,cr})$, która odpowiada trwałości pożarowej. W praktyce projektowej w analizie bezpieczeństwa pożarowego wpływ działania ognia o różnej intensywności na element konstrukcyjny uwzględnia się, zakładając odpowiednią modelową krzywą $\Theta_a - t_{fi}$ (temperatura stali – czas pożaru). Każdej, wybranej przez projektanta, chwili pożaru t_{fi} towarzyszy zatem odpowiednia temperatura Θ_a. Jest to więc odwzorowanie w sensie matematycznym. Warunek (8.41) można zatem w sposób równoważny zapisać w postaci:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,req} \tag{8.42}$$

przy czym odporność wymaganą $t_{fi,req}$ dla budynków o danym przeznaczeniu ustalają odpowiednie przepisy prawa.

W opinii autora niniejszego opracowania takie podejście pozwala na pełniejszą i bardziej wiarygodną w stosunku do klasycznej metodyki normowej ocenę realnego poziomu bezpieczeństwa w pożarze. Wydaje się przy tym przyjazne dla projektanta, nie prowadzi bowiem do nadmiernej komplikacji obliczeń. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa zastąpione zostały w tym ujęciu przez maksymalne akceptowane prawdopodobieństwo zawodu $p_{f,ult}$. Sterowanie powyższą wartością umożliwia analizę przy różnych wymaganiach niezawodności, co jest zgodne z zaleceniami normy PN-EN 1990 [249].

9. ZAKOŃCZENIE

9.1. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Wiarygodne oszacowanie *trwałości pożarowej* elementów konstrukcji stanowi wypadkowy wynik czterech dopełniających się rodzajów analizy, w szczególności:

Analizy termicznej

Przeprowadza się ją dla ustalonego *scenariusza pożaru*. W tym celu przyjmuje się taką jego lokalizację, która jest najbardziej niekorzystna dla poszczególnych elementów ustroju nośnego. Analizowany pożar z reguły jest ograniczony do wybranych *stref pożarowych* wydzielonych z całej konstrukcji przez *oddzielenia przeciwpożarowe*. Jego prognozowany przebieg i intensywność zależą od nagromadzonego w tych strefach potencjalnego paliwa (którego miarą jest *gęstość obciążenia ogniowego*), a także od możliwości dostępu tlenu podtrzymującego spalanie (zależnych od *warunków wentylacji* strefy). Parametry te determinują kształt miarodajnej do obliczeń funkcji $\Theta_g = \Theta_g(t_{fi})$, wynikającej z *parametrycznego modelu pożaru*. Ma ona możliwie precyzyjnie odzwierciedlać prognozowane w danym pomieszczeniu (strefie pożarowej) tempo wzrostu temperatury gazów spalinowych. Znajomość powyższej zależności pozwala w sposób jednoznaczny określić przebieg zmian temperatury stali $\Theta_a = \Theta_a(t_{fi})$ w każdym elemencie konstrukcji. Szybkość nagrzewania uwarunkowana jest rodzajem zastosowanej izolacji termicznej chroniącej rozważany element przed bezpośrednim wpływem ognia. Środki biernej ochrony przeciwpożarowej dobierane są tak, aby spełnione były określone przez prawo warunki bezpieczeństwa, wyspecyfikowane dla pewnego szczególnego pożaru odniesienia (odmiennego od typowych pożarów), o przebiegu wynikającym ze *standardowego modelu pożaru*. Wpływ zainstalowanych w budynku środków czynnej ochrony przeciwpożarowej (tryskacze, kurtyny wodne itp.), a także warunków prowadzenia akcji gaśniczej, na poziom bezpieczeństwa jej użytkowników, uwzględniany jest poprzez wprowadzenie odpowiednich współczynników do miarodajnego w dalszej analizie modelu *pożaru obliczeniowego*.

Analizy statycznej

Znajomość temperatury elementu Θ_a w każdej chwili pożaru t_{fi}, w warunkach określonych przez *model pożaru obliczeniowego*, jest konieczna do określenia wartości *dodatkowych termicznie indukowanych sił wewnętrznych*. Wynikają one ze skrępowania możliwości potencjalnego wydłużania się na skutek rozszerzalności termicznej, a także ograniczenia swobody obrotów w węzłach. Analizę statyczną odniesioną do sytuacji pożaru przeprowadza się zgodnie z regułami *wyjąt-*

kowej kombinacji działań. W przypadku pełnej swobody odkształceń termicznych przyjmuje się, że miarodajny (najbardziej niekorzystny), obliczeniowy efekt działania takiej kombinacji $E_{fi,d,t}$ jest w czasie pożaru stały, co znacznie ułatwia dalsze obliczenia. Dodatkowe, generowane w pożarze, siły wewnętrzne powodują jego zmienność w czasie, wpływając w sposób zasadniczy na trwałość pożarową elementu. W ocenie trwałości pożarowej całej konstrukcji należy również brać pod uwagę niekorzystne oddziaływania elementów ogarniętych przez pożar na sąsiadujące z nimi, ale nieogrzane, części ustroju.

Analizy wytrzymałościowej

Celem tej analizy jest wyznaczenie czasu $t_{fi,d}$, w którym konstrukcja jest w stanie w warunkach pożaru przenosić przyłożone do niej obciążenia (wraz z obciążeniami indukowanymi przez pożar). Wartość otrzymaną *dla obliczeniowego pożaru parametrycznego* można odnieść, zgodnie z regułami *równoważnego czasu ekspozycji pożarowej*, do *standardowego modelu pożaru*, a wtedy da się ją porównać z wymaganą przez prawo odpornością $t_{fi,d,req}$. Czas $t_{fi,d,req}$ może być również definiowany inaczej, w powiązaniu z przyjętym w obliczeniach *parametrycznym modelem pożaru*. Taka specyfikacja ma jednak jedynie znaczenie poznawcze, w żadnym zaś razie formalno-prawne. Warunek bezpieczeństwa nie zawsze musi być wyrażany za pomocą wielkości $t_{fi,d,}$ i $t_{fi,d,req}$. W prostych stanach obciążenia, przy posługiwaniu się *standardowym modelem pożaru*, na ogół można go sprowadzić do porównywania w chwili $t_{fi} = t_{fi,d,req}$ miarodajnego efektu $E_{fi,d,t}$ i odpowiadającej mu nośności $R_{fi,d,t}$, a często nawet jedynie temperatur Θ_a i $\Theta_{a,cr}$. Przy zastosowaniu *parametrycznego modelu pożaru* podejścia takie nie zawsze muszą być równoważne. Ocena trwałości pożarowej w złożonych stanach obciążenia stosuje na tym polu odmienną formułę $\rho(t_{fi}) \leq 1$.

Analizy bezpieczeństwa

Stanowi ona podstawę do kalibracji częściowych współczynników bezpieczeństwa wyspecyfikowanych w opisie pożaru obliczeniowego. Wykorzystuje przy tym klasyczne podejście probabilistyczne oparte na szacowaniu prawdopodobieństwa zawodu (awarii) p_f elementu w pożarze i porównywaniu go z maksymalnym prawdopodobieństwem $p_{f,ult}$, akceptowanym przez użytkownika budowli lub odpowiednie przepisy prawa, tak aby $p_f \leq p_{f,ult}$. Taki warunek graniczny może być zastąpiony przez nierówność $\beta_\Theta \geq \beta_{req}$, w której porównywane są odpowiednie wskaźniki bezpieczeństwa, rzeczywisty i wymagany. Na wartość prawdopodobieństwa p_f mają wpływ nie tylko obciążenie i nośność (zredukowana w temperaturze Θ_a), ale również czynniki, takie jak: sposób użytkowania, gęstość obciążenia ogniowego, rozmiar i konfiguracja rozmieszczenia stref pożarowych, zastosowane środki ochrony, możliwości prowadzenia akcji gaśniczej, ograniczenia ewakuacji mieszkańców itp. Z tego względu do rozważań stosuje się koncepcje różnego rodzaju diagramów sieciowych i analizę hierarchiczną. Otrzymane prawdopodobieństwa mają interpretację odpowiednich prawdopodobieństw warunkowych.

Rezultaty otrzymane przy stosowaniu podejścia zaprezentowanego powyżej należy traktować jedynie jako oszacowania wartości rzeczywistych. Bardziej precyzyjne wyniki można uzyskać, stosując złożone modele pożaru i przeprowadzając obliczenia numeryczne. Wymaga to jednak dostępu do specjalistycznych programów komputerowych. Zaletą ujęcia normowego jest jego prostota. Wiarygodność uzyskanych oszacowań była wielokrotnie weryfikowana, zarówno eksperymentalnie, jak i za pomocą symulacji numerycznej. Podstawowym ograniczeniem proponowanej metodyki wydaje się brak uwzględnienia efektów reologicznych, w szczególności pełzania stali. Autor pragnie również zwrócić uwagę na potrzebę kojarzenia w tego typu obliczeniach analizy naprężeń z analizą towarzyszących im odkształceń. Elementy w pożarze podlegają na ogół znacznym deformacjom i z tego względu niektóre założenia, stosowane powszechnie w rozważaniach dotyczących podstawowej sytuacji projektowej i temperatury pokojowej, nie mogą być w sposób bezkrytyczny przenoszone na przypadek pożaru. Trzeba również podkreślić, że często nadmierne deformacje elementów w pożarze muszą być arbitralnie ograniczane ze względu na konieczność zachowania integralności całej konstrukcji.

W opinii autora zaprezentowane rozważania pozwalają na sformułowanie wielu zaleceń i wniosków natury ogólnej, w szczególności:

– Rodzaj i parametry zastosowanych środków biernej ochrony przeciwpożarowej dobiera się tak, aby uzyskać odpowiednią odporność ogniową. Oznacza to spełnienie wymagań prawa, wyspecyfikowanych dla warunków standardowego modelu pożaru, odzwierciedlającego warunki nagrzewania w laboratoryjnej próbie ogniowej. Prawidłowy dobór powyższych środków nie jest równoznaczny z zapewnieniem analogicznej trwałości pożarowej. Jej wartość zależy bowiem od charakterystyki realnego pożaru zagrażającego danej konstrukcji.
– Jeżeli nie ma konieczności przeprowadzenia bardzo precyzyjnej analizy obrazującej zachowanie się danego elementu pod wpływem wysokiej temperatury, to skomplikowany numeryczny model pożaru może zostać zastąpiony przez jego znacznie prostszy opis, bazujący na parametrycznej krzywej $\Theta_a - t_{fi}$. Taka koncepcja daje wystarczająco wiarygodne wyniki, co wielokrotnie potwierdzono doświadczalnie. Trzeba podkreślić, że model postulowany w przepisach normy PN-EN 1991-1-2 [250] nie jest jedynym możliwym do zastosowania w tej dziedzinie.
– Równoważny czas ekspozycji pożarowej powinien w sposób jednoznaczny zostać powiązany z krytyczną temperaturą elementu $\Theta_{a,\,cr}$, co wykazano w rozdziale 2.6 tej publikacji.
– Znaczny wpływ na właściwości mechaniczne ogrzewanej stali ma prędkość narastania temperatury. Efekt ten na ogół nie jest w żaden sposób uwzględniany w przepisach normowych (patrz rozdział 4.3).

– Postulowany w normie PN-EN 1993-1-2 [252] sposób wyznaczania nośności elementów w pożarze według wskaźnika wykorzystania μ daje prawidłowe wyniki jedynie w przypadku, gdy znajdują się one w prostych stanach obciążenia. Powyższe ograniczenie nie jest wyeksponowane w zaleceniach normowych (patrz rozdział 5.3).
– Rozrzut statystyczny uzyskiwanych doświadczalnie wartości parametrów $k_{y,\Theta}$ i $k_{E,\Theta}$, opisujących stopień redukcji w danej temperaturze Θ_a odpowiednio granicy plastyczności i modułu sprężystości stali, jest bardzo znaczny. Szczególnie istotne są tu jednak różnice jakościowe. Zgodnie z normą PN-EN 1993-1-2 [252] redukcja modułu E następuje znacznie szybciej, tymczasem na podstawie normy PN-90/B-03200 [245] trzeba wyciągnąć całkowicie odwrotny wniosek. Implikuje to brak kompatybilności obu podejść, zwłaszcza przy projektowaniu elementów, w których występuje ściskanie (patrz rozdział 6.2).
– Istotne niezgodności pomiędzy tradycyjnym podejściem opartym na normie PN-90/B-03200 [245] i zaleceniami normy PN-EN 1993-1-2 [252] występują dla warunków pożaru również w sposobie określania długości wyboczeniowej (rozdział 6.2) oraz w metodyce projektowania elementów zginanych i ściskanych (rozdział 6.7). Nakładają się one na ogólnie znane różnice w ujęciu powyższych zagadnień opisanych przy założeniu podstawowej sytuacji projektowej.
– Wiarygodne wyniki w szacowaniu trwałości pożarowej elementów, w których ograniczono możliwość swobodnych odkształceń termicznych, mogą być uzyskane jedynie wtedy, gdy weźmie się pod uwagę towarzyszący wzrostowi temperatury Θ_a gwałtowny przyrost ich deformacji (patrz rozdział 7).
– W rozważaniach nad zachowaniem się ogarniętych przez pożar elementów stalowych powinny być brane pod uwagę wpływy reologiczne, zwłaszcza te, których źródłem jest pełzanie. Powoduje to znaczną komplikację obliczeń. Niemniej jednak można wykazać, że efekty te nie w każdym przypadku są niekorzystne z punktu widzenia ich nośności (patrz rozdział 7.8). Metodyka określania charakterystyk materiałowych z uwzględnieniem pełzania nadal jest przedmiotem ożywionych dyskusji, a otrzymane rezultaty, choć obiecujące, nie zawsze wydają się jednoznaczne (patrz rozdział 4.3).
– W analizie bezpieczeństwa pożarowego niezwykle ważny jest sposób definiowania kryterium zniszczenia. Obecnie stosuje się kryterium naprężeniowe (w klasycznych obliczeniach normowych) lub kryterium odkształceniowe (głównie w obliczeniach numerycznych). Między powyższymi koncepcjami nie ma jednak żadnej zależności przyczynowo-skutkowej, co oznacza znaczną rozbieżność uzyskanych wyników (rozdział 7.5). Autor wskazuje tu na potrzebę jednoznacznego określania rodzaju wykorzystanego kryterium przy podawaniu otrzymanej w obliczeniach wartości trwałości pożarowej elementu.
– Analiza bezpieczeństwa pożarowego, oprócz klasycznego porównania miarodajnego efektu obciążenia i towarzyszącej mu nośności, musi uwzględniać różnorodne czynniki warunkujące przebieg pożaru i szanse powodzenia akcji gaśni-

czej. Ważne jest tu określenie wzajemnej hierarchii czynników i charakteru powiązań pomiędzy nimi (patrz rozdział 8).
– Na ogół stosuje się uproszczone podejście do oceny bezpieczeństwa, w którym temperatura Θ_a nie jest zmienną losową, a jedynie ustalonym parametrem potraktowanym w sposób deterministyczny (rozdział 8). W rzeczywistości temperatura jest losowa, losowe bowiem ze swej natury są czynniki środowiskowe warunkujące ją. Uwzględnienie tego losowego charakteru oznacza jednak konieczność zbadania stopnia wzajemnej korelacji pomiędzy podstawowymi zmiennymi losowymi, co jest równoznaczne z dużą komplikacją rozważań.

9.2. NOWE ELEMENTY PRACY I KIERUNKI DALSZYCH BADAŃ

Intencją autora było wypracowanie i weryfikacja przyjaznego dla projektanta formalizmu pozwalającego na w miarę precyzyjne odzwierciedlenie zachowania się podstawowych elementów stalowego, prętowego ustroju nośnego budynku w warunkach realnie zagrażającego mu pożaru. Oczekiwanym efektem jego zastosowania powinny być wiarygodne oszacowania faktycznej trwałości pożarowej poszczególnych części wyodrębnionych z całej konstrukcji, kojarzone z rzeczywistym stopniem zagrożenia wynikającym ze sposobu użytkowania, z warunków rozwoju pożaru i z możliwości prowadzenia skutecznej akcji gaśniczej. Są to zatem wielkości jakościowo różne od typowej dla klasycznej analizy bezpieczeństwa pożarowego odporności ogniowej elementu lub całego budynku. Tak postawione zadanie wymusiło całościową prezentację zagadnienia, łączącą w sobie zarówno elementy analizy statyczno-wytrzymałościowej, jak i rozważania nad naturą pożaru i miarodajnym opisem jego przebiegu. Stopień oryginalności poszczególnych części pracy jest różny. Rozdziały 2, 3 i 4 zawierają w przeważającej mierze kompilację rozwiązań i wyników dostępnych w literaturze przedmiotu oraz ich krytyczną analizę dokonaną przez autora. W rozdziałach 5 i 6, na tle prezentacji zaleceń przepisów europejskich wprowadzonych w ostatnim czasie do krajowej praktyki projektowej, podjęto autorską próbę ich oceny, a także specyfikacji niewykazanych przez normodawców, a istotnych z punktu widzenia projektanta, ograniczeń w zakresie ich stosowalności. W opinii autora nowatorskie w tej części pracy są propozycje harmonizacji proponowanej metodyki obliczeń w odniesieniu do poszczególnych części konstrukcji z podejściami tradycyjnymi wynikającymi z aktualnie obowiązującej w kraju normy PN-90/B-03200. W pełni oryginalne rozwiązania, pozwalające na szczegółową analizę pracy wybranych elementów konstrukcji w wyjątkowej sytuacji pożaru, zostały zaprezentowane w rozdziale 7. Cechy oryginalności nosi również rozdział 8, w którym omówiono metodykę szacowania prawdopodobieństwa zawodu będącego miarą poziomu bezpieczeństwa zarówno dla samej konstrukcji, jak i, pośrednio, dla użytkowników budynku oraz osób biorących udział w akcji gaśniczej.

W szczególności autor pragnie zwrócić uwagę czytelnika na następujące nowe elementy pracy:

– Wykazanie celowości powiązania metodyki definiowania równoważnego czasu ekspozycji z krytyczną temperaturą stali (rozdział 2.6).
– Ograniczenie możliwości stosowania uproszczonych obliczeń opartych na koncepcji tak zwanego wskaźnika wykorzystania do najprostszych przypadków obciążenia (rozdział 5.3).
– Wskazanie na jakościowe różnice w ocenie nośności w pożarze elementów ściskanych, wynikające z ilościowo odmiennych opisów stopnia degradacji podstawowych właściwości mechanicznych stali w wysokiej temperaturze, zamieszczonych odpowiednio w przepisach europejskich i normie PN-90/B-03200 (rozdział 6.2).
– Nowatorską koncepcję oceny zredukowanej w pożarze nośności elementów osiowo ściskanych (rozdział 6.2), a także ściskanych i zginanych (rozdział 6.7), łączącą zalety tradycyjnego podejścia opartego na zaleceniach normy PN-90/B-03200 z rekomendacjami wynikającymi z przepisów europejskich.
– Metodykę szacowania trwałości pożarowej elementów konstrukcji z uwzględnieniem stopnia ograniczenia możliwości swobodnych odkształceń termicznych. Wskazanie na bezwzględną konieczność wprowadzenia do obliczeń rzeczywistych, dużych deformacji elementu, będących skutkiem postępującej ze wzrostem temperatury redukcji jego sztywności giętnej (rozdział 7).
– Wykazanie, że równomierny rozkład temperatury w przekroju poprzecznym stalowej belki stropowej jest miarodajny dla oceny jej trwałości pożarowej (rozdział 7.4).
– Wskazanie na konieczność jednoznacznego określania przyjętego do analizy kryterium zniszczenia przy podawaniu uzyskanej wartości trwałości pożarowej elementu (rozdział 7.5).
– Próbę budowy wewnętrznie spójnego modelu matematycznego w celu wiarygodnego oszacowania wartości prawdopodobieństwa zawodu elementu w pożarze z uwzględnieniem różnego rodzaju czynników środowiskowych, ich wzajemnych relacji i hierarchii (rozdział 8).

Podjęta w pracy tematyka i uzyskane wyniki stanowią podstawę do planowania dalszych badań. W opinii autora celowe wydaje się wzbogacenie analizy statyczno-wytrzymałościowej poprzez wykorzystanie uogólnionej na przypadek pożaru metodyki oceny nośności granicznej. Takie podejście jest szczególnie przydatne, zwłaszcza przy szacowaniu trwałości pożarowej ustrojów ramowych. Problematyka ta jest obecnie obszernie dyskutowana w literaturze przedmiotu. Na gruncie krajowym trzeba tu wymienić prace W. Skowrońskiego [183, 184, 186]. Podstawowym celem powinien jednak stać się szczegółowy opis zachowania się w pożarze całej złożonej konstrukcji nośnej lub co najmniej wydzielonych z niej w odpowiedni sposób podukładów. Jest to niezmiernie istotne, gdyż pojedyncze elementy rozpatrywane w niniejszej pracy zawsze oddziałują z sąsiednimi, stając się źródłem dodatkowych sił wewnętrznych, często o znaczeniu zasadniczym dla nośności całego ustroju. Takie globalne podejście było postulowane przez O. Petterssona [159] już w latach osiemdziesiątych XX wieku.

Osobny temat to uwzględnienie zmiennej ze wzrostem temperatury i w wiarygodny sposób oszacowanej podatności samych węzłów konstrukcji. Odpowiednie modele obliczeniowe są już coraz częściej prezentowane jako wynik przeprowadzonych badań laboratoryjnych, niemniej jednak nie są one jeszcze dostatecznie zweryfikowane i stąd ich brak w przepisach normowych. Więcej uwagi należy także poświęcić zachowaniu w pożarze smukłych elementów wykonanych z kształtowników cienkościennych o przekrojach zaliczanych do klasy 4. Cytowane w niniejszej pracy (rozdział 6.5) zalecenia normowe w oczywisty sposób trzeba uznać za nazbyt uproszczone. Istnieje również potrzeba opracowania i weryfikacji modeli obliczeniowych odpowiednich do oceny trwałości pożarowej różnego typu elementów zespolonych, niekoniecznie stalowo-betonowych. Opisowi zachowania się w pożarze typowej belki stalowej, zespolonej z żelbetową płytą stropową i krępej w rozumieniu normy [246], autor niniejszej monografii poświęcił pracę [116]. Wykorzystano przy tym rekomendacje zawarte w przepisach europejskich [228] i [231], w dużej mierze mające swe źródło jeszcze w raporcie [42]. Uzyskane rozwiązanie uogólnił J. Murzewski [146], stosując podejście w pełni probabilistyczne. Autor przedstawił także analizę półempirycznej metodyki obliczeń, zalecanej w cytowanych powyżej normach dla częściowo obetonowanych belek stalowych zespolonych z płytą stropową [131] oraz dla częściowo obetonowanych słupów stalowych [132]. Szczegółowego opisu wymagają tu także słupy z rur stalowych wypełnione betonem (odpowiednie wyniki badań można znaleźć w literaturze), a także elementy stalowe całkowicie obetonowane. Rysuje się również możliwość poszerzenia zakresu dotychczas preferowanych podejść do oceny poziomu bezpieczeństwa w wybranej chwili pożaru. Autor postuluje tu większe wykorzystanie i uogólnienie propozycji opracowanych w ośrodku krakowskim przez J. Murzewskiego, A. Sowę i T. Domańskiego na przełomie lat osiemdziesiątych i dziewięćdziesiątych XX wieku (patrz rozdział 8.7). Obiecujące i w pełni oryginalne rezultaty mogą być uzyskane również dzięki zastosowaniu i odpowiedniej modyfikacji klasycznego podejścia bayesowskiego, a także analizy na zbiorach rozmytych.

Literatura

[1] Abramowicz M., Gabryel Adamski R., *Bezpieczeństwo pożarowe budynków*, cz. 1, Szkoła Główna Służby Pożarniczej, Warszawa 2002.

[2] Alfawakhiri F., Kodur V.K.R., Frater G., *Temperature field modelling of the first Cardington test*, Proceedings of III International Workshop *Structures in Fire*, Ottawa, Ontario, Canada, May 10–11, 2004, s. 1-11.

[3] Allam A.M., Burgess I.W., Plank R.J., *Performance-based simplified model for a steel beam at large deflection in fire*, Proceedings of IV International Conference *Performance-based Codes and Fire Safety Design Methods*, Melbourne, Australia 2002.

[4] Anderberg Y., *Behaviour of steel at high temperatures*, Report LUTVDG/TVBB--3008, Lund, Sweden, 1983, Report RILEM Committee 44-PTH.

[5] Babrauskas V., Peacock R.D., Reneke P.A., *Defining flashover for fire hazard calculations:* Part II, Fire Safety Journal, 38 (2003), s. 613-622.

[6] Bailey C.G., Burgess I.W., Plank R.J., *Analyses of the effects of cooling and fire spread on steel-framed buildings*, Fire Safety Journal, 26 (1996), s. 273-293.

[7] Bailey C.G., Burgess I.W., Plank R.J., *The lateral-torsional buckling of unrestrained steel beams in fires*, Journal of Constructional Steel Research, 36-2 (1996), s. 101-119.

[8] Barnett C.R., *BFD curve: a new empirical model for fire compartment temperatures*, Fire Safety Journal, 37 (2002), s. 437-463.

[9] Barnett C.R., Clifton G.C., *Examples of fire engineering design for steel members using a standard curve versus a new parametric curve*, Proceedings of II International Workshop *Structures in Fire*, Christchurch, New Zealand March, 2002, s. 381-394.

[10] Beard A.N., *Fire models and design*, Fire Safety Journal, 28 (1997), s. 117-138.

[11] Becker R., *Effects of heat sinks on evolution of longitudinal temperature distributions in steel structures*, Fire Safety Journal, 37 (2002), s. 1-20.

[12] Becker R., *Structural behaviour of simple steel structures with non-uniform longitudinal temperature distributions under fire conditions*, Fire Safety Journal, 37 (2002), s. 495-515.

[13] Bednarek Z., *O wyznaczaniu odkształceń i naprężeń termicznych w warunkach pożaru*, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/1994.

[14] Bednarek Z., Kamocka R., *Odkształcenia termiczne stali budowlanej w zmiennym polu temperatur*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 8/2003, s. 455-457.

[15] Bednarek Z., Kamocka R., *Analysis of thermal strain of structural steels in variable thermal field*, Journal of Civil Engineering and Management, Suppl. 1 (2004), s. 19-22.

[16] Bednarek Z., Kamocka R., *Analiza wpływu prędkości grzania na parametry wytrzymałościowe stali budowlanych*, V Międzynarodowa Konferencja

Bezpieczeństwo pożarowe budowli, Warszawa–Miedzeszyn, 14–16.11.2005, s. 335-342.

[17] Bednarek Z., Kamocka R., *The heating rate impact of parameters characteristic of steel behaviour under fire conditions*, Journal of Civil Engineering and Management, 4 (2006), s. 269-275.

[18] Bednarek Z., Krodkiewski R., *Wytrzymałość materiałów z przykładami. Zagadnienia cieplne*, Wydawnictwa Szkoły Głównej Służby Pożarniczej, Warszawa 1987.

[19] Bene-FEU, *The Potential Benefits of Fire Safety Engineering in the European Union*, Final Report to DG Enterprise, 2002.

[20] Boissonade N., Jaspart J.-P., Muzeau J.-P., Vilette M., *New interaction formulae for beam-columns in Eurocode 3: the French-Belgian approach*. Proceedings of III European Conference on Steel Structures *Eurosteel 2002*, Coimbra, Portugal, September 19–20, 2002.

[21] Borowy A., *Klasyfikacja wyrobów i elementów budynku w zakresie odporności ogniowej*, V Międzynarodowa Konferencja *Bezpieczeństwo pożarowe budowli*, Warszawa–Miedzeszyn, 14–16.11.2005, s. 21-32.

[22] Buchanan A.H., *Structural design for fire safety*, John Wiley & Sons, Ltd., Chichester, England 2002.

[23] Buchanan A., Moss P., Septuro J., Welsh R., *The effect of stress – strain relationships on the fire performance of steel beams*, Engineering Structures, 26 (2004), s. 1505-1515.

[24] Burros R.H., *Probability of failure of building from fire*, Journal of the Structural Division, ST9, September 1975, s. 1947-1960.

[25] Cadorin J.-F., *Compartment fire models for structural engineering*, These de doctorat, Universite de Liege, Faculte des Sciences Appliquees, Liege, Belgique 2003.

[26] Cadorin J.-F., Franssen J.-M., *A tool to design steel elements submitted to compartment fires – OzoneV2.* Part 1: *Pre- and post-flashover compartment fire model*, Fire Safety Journal, 38 (2003), s. 395-427.

[27] Cadorin J.-F., Pineta D., Dotreppe J.-C., Franssen J.-M., *A tool to design steel elements submitted to compartment fires – OzoneV2. Part 2: Methodology and application*, Fire Safety Journal, 38(2003), s. 429-451.

[28] Cai J., Burgess I.W., Plank R.J., *The effect of push-out of perimeter building columns of their survival in fire*, Proceedings of International Conference *Steel Structures of the 2000's*, Istanbul, Turkey 2000.

[29] Chow W.K., *New inspection criteria for flashover in compartmental fires*, Fire and Materials, 23, 13–15 (1999), s. 13-15.

[30] CIB W014, *Rational fire safety engineering approach to fire resistance in buildings* (authors: Kruppa J., Buchanan A., Fontana M., Jackman P.E., Kokkala M., Landro H., Shields J., Twilt L., Walsh C.G.), CIB Report, Publication 269, 2001.

[31] Dharma R.B., Kang-Hai T., *Proposed design methods for lateral torsional buckling of unrestrained steel beams in fire*, Journal of Constructional Steel Research, 63 (2007), s. 1066-1076.
[32] Domański T., *Probabilistyczne metody oceny odporności ogniowej elementów konstrukcji stalowych*, praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 1987.
[33] Domański T., *Częściowe wskaźniki bezpieczeństwa przy projektowaniu elementu stalowego w warunkach pożaru*, Materiały XXXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław–Krynica 1989, s. 29-32.
[34] Domański T., Sowa A., *Estymacja klas odporności ogniowej konstrukcji*, Materiały IV Konferencji *Problemy losowe w mechanice konstrukcji*, KILiW PAN – PTMTiS, Politechnika Gdańska, Gdańsk 1985, s. 61-65.
[35] Domański T., Sowa A., *Bayesowska metoda wyznaczania odporności ogniowej konstrukcji*, Materiały XXXII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Kraków–Krynica 1986, t. 3, s. 15-20.
[36] El-Rimawi J.A., Burgess I.W., Plank R.J., *The treatment of strain reversal in structural members during the cooling phase of a fire*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 37, No. 2, 1996, s. 115-135.
[37] El-Rimawi J.A., Burgess I.W., Plank R.J., *The influence of connection stiffness on the behaviour of steel beams in fire*, Journal of Constructional Steel research, Vol. 43, No. 1–3, 1997, s. 1-15.
[38] Fangrat J., *Analiza modeli rozwoju pożaru w pomieszczeniu*, Prace ITB, nr 4 (104), Warszawa 1997.
[39] Feasey R., Buchanan A., *Post-flashover fires for structural design*, Fire Safety Journal, 37 (2002), s. 83-105.
[40] Fedczuk P., Skowroński W., *Dwuetapowa metoda identyfikacji parametrów modelu Baileya-Nortona dla ogrzewanej pożarem stali budowlanej*, Zeszyty Naukowe Politechniki Opolskiej, nr 222, s. Budownictwo, z. 40, Opole 1996, str. 51-67.
[41] Fitzgerald R.W., *Building Fire Performance Analysis*, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, England 2004.
[42] FIP/CEB *Report on methods of assessment of the fire resistance of concrete structural members*. Commission on the Fire Resistance of Prestressed Concrete Structures, FIP, 1978.
[43] http://www.firemodelsurvey.com.
[44] Franssen J.-M., *Calculation of temperature in fire-exposed bare steel structures: comparison between ENV 1993-1-2 and EN 1993-1-2*, Fire Safety Journal, 41 (2006), s. 139-143.
[45] Franssen J.-M., Zaharia R., *Design of steel structures subjected to fire. Background and design guide to Eurocode 3*, Second edition, Les Éditions de l'Université de Liège, Liège, Belgique 2006.

[46] Frantzich H., *Uncertainty and risk analysis in fire safety engineering*, Report LUTVDG/(TUBB-1016), Department of Fire Safety Engineering, Sweden Institute of Technology, Lund University, Sweden 1998.

[47] Frantzich H., *Risk analysis and fire safety engineering*, Fire Safety Journal, 31 (1998), s. 313-329.

[48] Friedman R., *An international survey of computer models for fire and smoke*, Journal of Fire Protection Engineering, 4 (3), 1992, s. 81-92.

[49] Gardner L., Baddoo N.R., *Fire testing and design of stainless steel structures*, Journal of Constructional Steel Research, 62 (2006), s. 532-543.

[50] Ghojel J.I., Wong M.B., *Heat transfer model for unprotected steel members in a standard compartment fire with participating medium*, Journal of Constructional Steel Research, 61 (2005), s. 825-833.

[51] Ginda G., *Wyboczenie pręta stalowego w podwyższonej temperaturze wywołanej pożarem*, praca doktorska, Politechnika Opolska, Opole 1999.

[52] Ginda G., Maślak M., *Hierarchizacja atrybutów bezpieczeństwa pożarowego*, Materiały V Międzynarodowej Konferencji *Bezpieczeństwo Pożarowe Budowli*, Warszawa–Miedzeszyn, 14–16.11.2005, s. 189-198.

[53] Ginda G., Maślak M., *Assessment of factors influencing the fire safety for building users*, Proceedings of IABSE Symposium *Responding to Tommorow's Challenges to Structural Engineering*, Budapest, September 13–15, 2006, IABSE Report, Vol. 92.

[54] Ginda G., Maślak M., *Ekspercka hierarchia atrybutów w ocenie bezpieczeństwa pożarowego użytkowników budynków*, Czasopismo Techniczne, z. 13-B/2006, s. 59-77.

[55] Ginda G., Skowroński W., *Utrata nośności pręta stalowego w pożarze*, XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Poznań–Krynica 1997, t. 5, s. 49-54.

[56] Ginda G., Skowroński W., *Przestrzenna deformacja ogarniętego pożarem stalowego pręta ściskanego*, XLIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Poznań–Krynica 1998, t. 5, s. 13-20.

[57] Ginda G., Skowroński W., *Elasto-plastic creep behaviour and load capacity of steel columns during fire*, Journal of Constructional Steel Research, 46 (1-3), 1998, s. 312-313.

[58] Giżejowski M., *Probabilistyczny model wyboczenia słupów stalowych w podwyższonej temperaturze*, Materiały XXXI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1985, s. 49-54.

[59] Giżejowski M., Kosiorek M., Szlendak J., *Wyboczenie słupów stalowych w temperaturach podwyższonych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 3/1986, s. 116-120.

[60] Graham T.L., Makhviladze G.M., Roberts J.P., *On the theory of flashover development*, Fire Safety Journal, 25 (1995), s. 229-259.

[61] Gulvanesian H., Holicky M., *Bayesian assessment of structural risk under fire design situation. Structural risk in fire*, [w:] Virdi K.S., Matthews R.S., Clarke J.L., Garas F.K. (eds.), *Abnormal Loading on Structures*, E & FN Spon, Taylor & Francis Group, London 2000, s. 152-161.

[62] Gwóźdź M., Maślak M., *Fire safety of Lipsk system steel skeletal buildings*, Proceedindgs of III International Conference *Quality and Reliability in Building Industry*, Levoca, Slovakia, October 22–24, 2003, s. 215-220.

[63] Harmathy T.Z., *A comprehensive creep model*, Journal of Basic Engineering, Transactions of the ASME, September, 1967, s. 496-502.

[64] Harmathy T.Z., *Design to cope with fully developed fires*, [w:] Smith E.E., Harmathy T.Z. (eds.), *Design of Buildings for fire safety*, Proceedings of a symposium sponsored by American Society for Testing and Materials Committee E05 on Fire Standards, Boston, Massachusetts, 27 June 1978, ASTM Special Technical Publication 685, Philadelphia, Pennsylvania, USA 1979, s. 198-276.

[65] Hasofer A.M., Beck V.R., *A stochastic model for compartment fires*, Fire Safety Journal, 28 (1997), s. 207-225.

[66] Hasofer A.M., Odigie D.O., *Stochastic modelling for occupant safety in a building fire*, Fire Safety Journal, 36 (2001), s. 269-289.

[67] Hasofer A.M., Qu J., *Response surface modelling of monte carlo fire data*, Fire Safety Journal, 37 (2002), s. 772-784.

[68] Hasofer A.M., Thomas I., *Analysis of fatalities and injures in building fire statistics*, Fire Safety Journal, 41 (2006), s. 2-14.

[69] Holicky M., *Calibration of the combination factors for fire design situation*, Proceedings of International Conference on Structural Safety and Reliability (*ICOSSAR*), Rome, Italy 2005.

[70] Holicky M., Schleich J.-B., *Modelling of a structure under permanent and fire design situation*, Proceedings of the International Conference *Safety, Risk, Reliability – Trends in Engineering*, Malta, 21–23.03.2001, s. 1003-1006.

[71] Huang Z., Burgess I.W., Plank R.J., *3D modeling of beam-columns with general cross-sections in fire*, Proceedings of III International Workshop, Ottawa, Canada, May, 2004.

[72] Huang Z.F., Tan K.H., *Rankine approach for fire resistance of axially-and--flexurally restrained steel columns*, Journal of Constructional Steel Research, 59 (2003), s. 1553-1571.

[73] Jowsey A., Torero J.L., Usmani A., *Modelling of structures in fire: an example of the boundary condition*, Proceedings of the International Technical Congress on Computational Simulation Fire Models in Engineering and Research, Santander, Spain 2004, s. 297-313.

[74] Kay T.R., Kirby B.R., Preston P.R., *Calculation of the heating rate of an unprotected steel member in a standard fire resistance test*, Fire Safety Journal, 26 (1996), s. 327-350.

[75] Kersken-Bradley M., *Basic notes on structural fire protection*, Proceedings of XI JCSS Meeting, April 21–22, 1980, Lisbon, Portugal.

[76] Kersken-Bradley M., *A probabilistic fire safety concept*, Acier – Stahl – Steel, 3/1984, s. 123-126.

[77] Kersken-Bradley M., Pettersson O., Schneider U., Twilt L., Vrouwenvelder A., Witteveen J., *A Conceptual Approach Towards a Probability-based Design Guide on Structural Fire Safety*, Fire Safety Journal, Vol. 6, No. 1, 1983.

[78] Korhonen E.S., *Natural fire modelling of large spaces*, Master's thesis, Helsinki University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Espoo, Finland 2000.

[79] Kosiorek M., *Charakterystyki mechaniczne stali budowlanych w podwyższonych temperaturach*, Materiały VI Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej *Konstrukcje Metalowe*, Katowice 30.05–2.06.1979, s. 281-289.

[80] Kosiorek M., *Wpływ rodzaju wyrobu na charakterystyki mechaniczne stali St3S w podwyższonych temperaturach*, Prace ITB, nr 2 (46), Warszawa 1983, s. 55-63.

[81] Kosiorek M., *Charakterystyki mechaniczne stali budowlanych w podwyższonych temperaturach*, Prace ITB, nr 2(50), Warszawa 1984, s.32-41.

[82] Kosiorek M., *Parametry materiałowe i obciążenia przy określaniu odporności ogniowej*, Prace ITB, nr 4 (68), Warszawa 1988, s. 5-14.

[83] Kosiorek M., *Wytyczne projektowania konstrukcji stalowych z uwagi na odporność ogniową*, Ministerstwo Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa, Instrukcja 291, ITB, Warszawa 1990.

[84] Kosiorek M., *Ocena konstrukcji stalowych po pożarze*, Materiały XV Ogólnopolskiej Konferencji *Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Ustroń, 23–26.02.2000, s. 51-53.

[85] Kosiorek M., Laskowska Z., *Trwałość pożarowa konstrukcji stalowych według Eurokodów*, Konstrukcje Stalowe, nr 10, Warszawa, kwiecień 1996, s. 10-13.

[86] Kosiorek M., Pogorzelski J.A., Laskowska Z., Pilich K., *Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych*, Arkady, Warszawa 1988.

[87] Kosiorek M., Szlendak J., Giżejowski M., *Stateczność ogólna słupów i belek w wysokich temperaturach*, VII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna *Konstrukcje Metalowe*, t. 1, Gdańsk 1984.

[88] Kowal Z., *Nośność krytyczna a wyboczenie pełzające metalowych prętów ściskanych w podwyższonych temperaturach*, Materiały L Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa–Krynica, 2004, t. 2, s. 245-252.

[89] Kowolik M., Skowroński W., *Wpływ warunków brzegowych na pracę zginanych prętów stalowych w pożarze*, Materiały XLIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Poznań–Krynica, 1998, s.45-52.

[90] Kowolik B., Skowroński W., *Interakcja sił wewnętrznych M-N-V w przekroju dwuteowym podczas pożaru*, Materiały XLV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław–Krynica, 1999, s. 63-70.
[91] Kristiánsson G. H., *On probabilistic assessment of life safety in building on fire*, A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree magister scientiarum, University of Iceland; Report 5006, Department of Fire Safety Engineering, Lund Institute of Technology, Lund University, Sweden 1997.
[92] Kruppa J., *Natural Fire Safety Concept*, Materiały V Międzynarodowej Konferencji *Bezpieczeństwo pożarowe budowli*, Warszawa–Miedzeszyn, 14–16.11.2005, s. 153-163.
[93] Laskowska Z., Kosiorek M., *Pola temperatury w stalowych belkach stropowych*, Materiały XLIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1998, s. 151-158.
[94] Lawson R.M., Newman G.M., *Fire resistant design of steel structures. A handbook to BS 5950: Part 8*, The Steel Construction Institute (SCI Publication 080), Ascot, Great Britain 1980.
[95] Lee E.W.M., Yuen K.K., Lo S.M., Lam K.C., Yeoh G.H., *A novel artificial neural network fire model for prediction of thermal interface location in single compartment fire*, Fire Safety Journal, 39 (2004), s.67-87.
[96] Lee J.H., Mahendran M., Mäkeläinen P., *Prediction of mechanical properties of light gauge steels at elevated temperatures*, Journal of Constructional Steel Research, 59 (2003), s.1517-1532.
[97] Lennon T., Moore D., *The natural fire safety concept – full-scale tests at Cardington*, Fire Safety Journal, 38 (2003), s. 623-643.
[98] Lewis K.R., *Fire design of steel members*, A report submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Fire Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
[99] Lie T.T., *Optimum fire resistance of structures*, Journal of the Structural Division, ST1, January 1972, s. 215-232.
[100] Lin Yuan-Shang, *Estimations of the probability of fire occurrences in buildings*, Fire Safety Journal, 40 (2005), s. 728-735.
[101] Lindner J., Struś W., *Zabezpieczenie przeciwpożarowe budynków*, Arkady, Warszawa 1974.
[102] Liu T.C.H., *Effect of connection flexibility on fire resistance of steel beams*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 45, No. 1, 1998, s. 99-118.
[103] Liu T.C.H., Fahad M.K., Davies J.M., *Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire*, Journal of Constructional Steel Research, 58 (2002), s. 1211-1230.
[104] Lopes N., Simões da Silva L., Vila Real P.M.M., Piloto P., *New proposals for the design of steel beam-columns in case of fire, including a new*

approach for the lateral-torsional buckling, Computers and Structures, 82 (2004), s. 1463-1472.

[105] Lundin J., *Model uncertainty in fire safety engineering*, Report 1020, Department of Fire Safety Engineering, Lund University, Sweden 1999.

[106] Luo M., Beck V., *A study of non-flashover and flashover fires in a full-scale multi-room building*, Fire Safety Journal, 26 (1996), s. 191-219.

[107] Ma Z., Mäkeläinen P., *Parametric temperature – time curves of medium compartment fires for structural design*, Fire Safety Journal, 34 (2000), s. 361-375.

[108] Magnusson S. E., *Probabilistic analysis of structural fire safety*, Proceedings of ASCE National Structural Engineering Meeting, San Francisco, USA, April 9-13, 1973.

[109] Magnusson S.E., *Uncertainty analysis: identification, quantification and propagation*, Report 7002, Department of Fire Safety Engineering, Lund Institute of Technology, Lund University, Sweden 1997.

[110] Magnusson S.E., Frantzich H., Harada K., *Fire Safety design based on calculations. Uncertainty analysis and safety verification*, Report 3078, Department of Fire Safety Engineering, Lund Institute of Technology, Lund University, Sweden 1995.

[111] Magnusson S.E., Frantzich H., Harada K., *Fire safety design based on calculations. Uncertainty analysis and safety verification*, Fire Safety Journal, 27 (1996), s. 305-334.

[112] Maślak M., *Współczynniki częściowe w ocenie bezpieczeństwa konstrukcji w warunkach pożaru*, Materiały III Międzynarodowej Konferencji *Bezpieczeństwo pożarowe budowli*, Częstochowa, 6–8.10.1999, s. 139-146.

[113] Maślak M., *Nośność przekroju stalowej belki stropowej w pożarze rozwiniętym*, Materiały XLVI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław–Krynica 2000, s. 263-270.

[114] Maślak M., *Problem temperatury krytycznej w Eurocode 3. Part 1–2*, Materiały X Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej *Konstrukcje Metalowe*, Gdańsk, 6–8.06.2001, s. 35-42.

[115] Maślak M., *Uwagi o wyboczeniu osiowo ściskanego pręta stalowego w pożarze rozwiniętym w świetle Eurocode 3; Part 1–2*, Proceedings of VI International Scientific Conference *Current Issues of Civil and Environmental Engineering*, Lviv, Ukraine, September 12–15, 2001, s. 163-169.

[116] Maślak M., *Normowa ocena nośności belek zespolonych w pożarze rozwiniętym*, Materiały VI Konferencji Naukowej *Konstrukcje Zespolone*, Zielona Góra, 20–21.06.2002, s. 113-124.

[117] Maślak M., *Wpływ gradientu temperatury na nośność przekroju stalowej belki stropowej w pożarze rozwiniętym*, Inżynieria i Budownictwo, nr 8/2002, s. 447-449.

[118] Maślak M., *Stan graniczny nośności elementów konstrukcji stalowych w pożarze rozwiniętym – przykłady szacowania*, Materiały Konferencji Naukowej *Zagadnienia Stanów Granicznych Konstrukcji Stalowych*, Kraków, 22–23.04.2003, s. 203-210.
[119] Maślak M., *Prosty sposób szacowania odporności pożarowej elementów konstrukcji stalowych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2003, s. 583-586.
[120] Maślak M., *Współczynnik wyboczeniowy ściskanych prętów stalowych w temperaturach pożarowych*, Konstrukcje Stalowe, luty 2004, s. 28-30.
[121] Maślak M., *Równoważny czas ekspozycji w szacowaniu odporności ogniowej elementów konstrukcji stalowych*, Konstrukcje Stalowe, kwiecień 2004.
[122] Maślak M., *Ocena odporności ogniowej elementów konstrukcji metalowych w pożarze rozwiniętym na przykładzie belki stropowej*, Materiały XIII Słowacko-Polsko-Rosyjskiej Konferencji *Teoretyczne Podstawy Budownictwa*, Žilina, Slovakia, 24–26.06.2004, s. 191-198.
[123] Maślak M., *Modelowanie przebiegu pożaru w ocenie nośności pożarowej elementów konstrukcji budowlanej*, Inżynieria i Budownictwo, nr 7/2004, s. 387-391.
[124] Maślak M., *Ocena bezpieczeństwa pożarowego metodą diagramu sieciowego*, Materiały V Międzynarodowej Konferencji *Bezpieczeństwo Pożarowe Budowli*, Warszawa–Miedzeszyn, 14–16.11.2005, s. 199-208.
[125] Maślak M., *Prawdopodobieństwo katastrofy ustroju nośnego budowli w warunkach pożaru*, Czasopismo Techniczne, z. 12-B/2005, s. 67-80.
[126] Maślak M., *Ocena odporności ogniowej stalowych słupów ściskanych osiowo – podstawy teoretyczne*, Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2005, s. 690-694.
[127] Maślak M., *Ocena odporności ogniowej stalowych słupów ściskanych osiowo. Przykłady obliczeń*, Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2006, s. 206-209.
[128] Maślak M., *Fire resistance of steel beam-columns*, Proceedings of the XI International Conference on Metal Structures *Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures*, Rzeszów, June 21–23, 2006, Balkema, Taylor and Francis Group, s. 663-672.
[129] Maślak M., *Simplified approach to evaluation of steel beam-column fire resistance*, Advanced Steel Construction, Vol. 3, 1 (2007), s. 512-529.
[130] Maślak M., *Wpływ warunków wentylacji strefy pożarowej na trwałość pożarową elementów konstrukcji budowlanych*, Materiały XVI Konferencji Naukowo-Technicznej *Trwałość Budowli i Ochrona przed Korozją – KONTRA 2008*, Zakopane, 29–31.05.2008.
[131] Maślak M., *Odporność ogniowa częściowo obetonowanych belek stalowych zespolonych z płytą stropową w ujęciu EN 1994-1-2*, Materiały VIII Konferencji Naukowej *Konstrukcje Zespolone*, Zielona Góra, 19–20.06.2008.

[132] Maślak M., *Odporność ogniowa częściowo obetonowanych słupów stalowych w ujęciu EN 1994-1-2*, Materiały VIII Konferencji Naukowej *Konstrukcje Zespolone*, Zielona Góra, 19–20.06.2008.

[133] Maślak M., *Failure criteria for accidental fire situation. Dependence between failure criterion and fire resistance of steel beams*, Proceedings of V European Conference on Steel and Composite Structures *EUROSTEEL 2008*, Graz, Austria, September 3–5, 2008.

[134] Maślak M., *Kryteria bezpieczeństwa w szacowaniu odporności ogniowej elementów konstrukcji budowlanych*, Materiały VI Międzynarodowej Konferencji *Bezpieczeństwo Pożarowe Budowli*, Warszawa, 18–19.11.2008, s. 259-271.

[135] Maślak M., *Odporność ogniowa stalowych belek stropowych z węzłami o skończonej podatności na przesuw poziomy*, Materiały IX Konferencji Naukowej *Połączenia i Węzły w Konstrukcjach Metalowych i Zespolonych*, Rzeszów–Bezmiechowa, 17–18.10.2008.

[136] Maślak M., *On behaviour on steel beams with restrained ability of thermal elongation during fire*, Archives of Civil Engineering LIV, 4, 2008, s. 769-792.

[137] Maślak M., Domański T., *On the problem of safety evaluation in design of steel members for accidental fire situation*, Proceedings of XI International Scientific Conference *Current Issues of Civil and Environmental Engineering „Lviv–Koszyce–Rzeszów"*, Lviv, Ukraine, December 12–14, 2007, Wisnik, No. 600, Publishers of Lviv Polytechnic, s. 494-501,

[138] Maślak M., Domański T., *Safety factors in design of steel members for accidental fire situation*, Proceedings of International Conference on Design, Fabrication and Economy of Welded Structures (*DFE 2008*), Miskolc, Węgry, April 24–26, 2008, Horwood Publishing Ltd.

[139] Matheja M., *Szacowanie obciążeń granicznych konstrukcji stalowych w czasie pożaru*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 84, s. 129-142.

[140] Matheja M., *Uplastycznienie konstrukcji stalowych w czasie pożaru*, praca doktorska, Politechnika Śląska, 1999.

[141] Melinek S.J., Thomas P.H., *Heat flow to insulated steel*, Fire Safety Journal, 12 (1987), s. 1-8.

[142] Murzewski J., *Modele probabilistyczne nośności ogniowej elementów konstrukcji stalowych*, Materiały XXXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław– Krynica 1989, s. 105-110.

[143] Murzewski J., *Creep buckling of steel columns in fire temperatures*, Mechanika Teoretyczna i Stosowana, t. 28, z. 1–2, 1990, s. 141-148.

[144] Murzewski J., *Bezpieczeństwo konstrukcji stalowych w pożarze rozwiniętym*, Materiały I Międzynarodowej Konferencji *Bezpieczeństwo Pożarowe Budowli*, Spała, 21–22.11.1995, s. 179-188.

[145] Murzewski J., *Pełzanie elementów konstrukcji stalowych w temperaturach pożarowych*, Materiały XLV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław–Krynica 1999.
[146] Murzewski J., *Probabilistyczna ocena ognioodporności konstrukcji zespolonych*, Materiały VI Konferencji Naukowej *Konstrukcje Zespolone*, Zielona Góra, 20–21.06.2002, s. 125-136.
[147] Murzewski J., Domański T., *Sprężysto-plastyczne własności stali konstrukcyjnej w podwyższonych temperaturach*, Materiały VIII Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej *Konstrukcje Metalowe*, Gdańsk 1989, s. 139-146.
[148] Murzewski J., Gwóźdź M., *Nośność słupów stalowych w temperaturach pożarowych*, Materiały XXXVII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Łódź–Krynica 1991, s. 73-78.
[149] Murzewski J., Sowa A., Domański T., *Probabilistyczne koncepcje obliczeń odporności ogniowej konstrukcji*, Materiały XXX Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1984, t. 1, s. 231-236.
[150] Murzewski J., Sowa A., Domański T., *Probabilistyczne koncepcje oceny bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji*, Archiwum Inżynierii Lądowej, t. XXXIII, z. 3/1987, s. 319-329.
[151] Narang V.A., *Heat transfer analysis in steel structures*, A thesis submitted to Faculty of the Worcester Polytechnic Institute in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering, Worcester Polytechnic Institute, Civil and Environmental Engineering Department, Worcester, Massachusetts, USA, May 2005.
[152] Olenick S.M., Carpenter D.J., *An updated international survey of computer models for fire and smoke*, Journal of Fire Protection Engineering, Vol. 13, May 2003, s. 86-110.
[153] Olewale A.O., Plank R.J., *The collapse analysis of steel columns in fire using a finite strip method*, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 26 (1988), s. 2755-2764.
[154] Outinen J., Kesti J., Mäkeläinen P., *Fire design model for structural steel S355 based upon transient state tensile test results*, Journal of Constructional Steel Research, 42 (3), 1997, s. 161-169.
[155] Outinen J., Mäkeläinen P., *Behaviour of a structural sheet steel at fire temperatures* [w:] Mäkeläinen P., Hassinen P. (eds.), *Light-weight steel and aluminium structures*, Elsevier Science Ltd., 1999.
[156] Peacock R.D., Reneke P.A., Bukowski R.W., Babrauskas V., *Defining flashover for fire hazard calculations*, Fire Safety Journal, 32 (1999), s. 331-345.
[157] Peacock R.D., Reneke P.A., Davis W.D., Jones W.W., *Quantifying fire model evaluation using functional analysis*, Fire Safety Journal, 33 (1999), s. 167-184.

[158] Pettersson O., Magnussen S., Thor J., *Fire engineering design of steel structures,* Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm 1976.

[159] Pettersson O., *Structural fire behaviour – development trends*, Proceedings of I International Symposium of International Association of Fire Safety Science (IAFSS), National Institute of Standards (NIST), Gaithersburg, Maryland, USA, October 7–11, 1985, s. 229-248.

[160] Piloto P., Vila Real P.M.M., *Lateral torsional buckling of steel I-beams in case of fire: experimental evaluation*, Proceedings of I International Workshop *Structures in Fire*, Copenhagen, Denmark, June 19–20, 2000, s. 95-105.

[161] Pilśniak J., *Analiza stanu naprężeń belki stalowej w czasie pożaru*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 81, 1995, s. 599-606.

[162] Pilśniak J., *Reologia konstrukcji stalowych w czasie pożaru*, praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 1997.

[163] Pope N.D., Bailey C.G., *Quantitative comparison of FDS and parametric fire curves with post-flashover compartment fire test data*, Fire Safety Journal, 41 (2006), s. 99-110.

[164] Rasbash D.J., Ramachandran G., Kandola B., Watts J.M., Law M., *Evaluation of fire safety*, Wiley & Sons, Southern Gate, Chichester 2004.

[165] Rotter J.M., Usmani A.S., *Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects*, Proceedings of I International Workshop *Structures in Fire*, Copenhagen, Denmark, June 19–20, 2000, s. 1-20.

[166] Roux H.J., Berlin G.N., *Toward a knowledge-based fire safety system* [w:] Smith E.E., Harmathy T.Z. (eds.), *Design of buildings for fire safety*, Proceedings of a symposium sponsored by American Society for Testing and Materials Committee E05 on Fire Standards, Boston, Massachusetts, June 27, 1978, ASTM Special Technical Publication 685, Philadelphia, Pennsylvania, USA 1979, s. 3-13.

[167] Ryden J., Rychlik I., *A note on estimation of intensities of fire ignitions with incomplete data*, Fire Safety Journal, 41 (2006), s. 399-405.

[168] Schleich J.-B., *Global fire safety concept for buildings*, Background document for the preparation of prEN 1991-2-2, CEN/TC250/SC1/N161.

[169] Schleich J.-B., *Global fire safety concept according to the Eurocodes*, Proceedings of Nordic Steel Construction Conference, Malmoe, Sweden, June 19–21, 1995, s. 667-676.

[170] Schleich J.-B., Bouillette J.-P., Hass R., Preston R., Sandman T., *International fire engineering design for steel structures: state of the art*, International Iron and Steel Institute, Brussels, Belgium 1993.

[171] Schleich J.-B., Cajot L.-B., et al., *Competitive steel buildings through natural fire safety concept*, ECSC Research 7210-SA/125,126, 213, 214, 323, 423, 522, 623, 839, 937, 194-98, Final Report EUR 20360EN, European Coal and Steel Community, Esch/Alzette, Luxembourg 2002.

[172] Septuro J., *Effect of support conditions on steel beams exposed of fire*, A research project report presented as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master in Fire Engineering, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[173] Setién J., Gonzáles J.J., Alvarez J.A., Polanco J.A., *Evolution of mechanical behaviour in a structural steel subjected to high temperatures*, Engineering Failure Analysis, 9 (2002), s. 191-200.

[174] Silva V.P., Fakury R.H., *Brazilian standards for steel structures fire design*, Fire Safety Journal, 37(2) (2002), s. 217-227.

[175] Silva V.P., *Determination of the steel fire protection material thickness by an analytical process – a simple derivation*, Engineering Structures, 27 (2005), s. 2036-2043.

[176] Skowroński W., *Wpływ pełzania na temperaturę krytyczną zginanych konstrukcji stalowych*, Materiały XXIX Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1983, s. 269-274.

[177] Skowroński W., *A study of the steel beam deformation during fire, Building and Environment*, Vol. 23, No. 2, 1988, s. 159-167.

[178] Skowroński W., *Analiza długich belek stalowych ze względu na bezpieczeństwo w pożarze*, Materiały XXXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław–Krynica 1989, s. 111-116.

[179] Skowroński W., *Efekty pełzania belek stalowych ogarniętych pożarem*, Materiały VIII Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej *Konstrukcje Metalowe*, Gdańsk 1989, t. 3, s. 111-118.

[180] Skowroński W., *Material characteristics in the analysis of heated steel beams*, Fire and Materials, Vol. 14, 3 (1989), s. 107-116.

[181] Skowroński W., *Problemy nośności i pełzania konstrukcji stalowych w pożarach*, Wyższa Szkoła Inżynierska w Opolu, Studia i Monografie, z. 62, Opole 1992.

[182] Skowroński W., *Buckling fire endurance of steel columns*, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 6, 1993, s.1712-1732.

[183] Skowroński W., *O nośności ram stalowych w pożarze*, Inżynieria i Budownictwo, nr 7/1994, s. 307-309.

[184] Skowroński W., *Plastic load capacity and stability of frames in fire*, Engineering Structures, Vol. 19, No. 9, 1997, s. 764-771.

[185] Skowroński W., *O właściwościach stali w podwyższonej temperaturze*, Konstrukcje Stalowe, nr 4 (41), czerwiec 2000, s. 50-52.

[186] Skowroński W., *Teoria bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji metalowych*, PWN, Warszawa 2001.

[187] Tanaka T., Ohmiya Y., *A risk-based translation of fire resistance requirement*, NISTIR 6588, Proceedings of XV Meeting of the UJNR Panel on Fire Research and Safety, March 1–7, 2000, Vol. 1.

[188] *The integrity of compartmentation in buildings during a fire*, Project report number 213140(1), Building Research Establishment Ltd., 2005.

[189] Tillander K., *Utilisation of statistics to assess fire risks in buildings*, VTT Publications 537, VTT Research Centre of Finland, Espoo, Finland 2004.

[190] Timpson R.J., *Developing „HAZOP" methodologies to refine fire risk assessments. HAZOP methodologies for fire risk*, [w:] Virdi K.S., Matthews R.S., Clarke J.L., Garas F.K. (eds.), *Abnormal Loading on Structures*, E & FN Spon, Taylor & Francis Group, London 2000, s. 142-151.

[191] Twardowska Z., Pogorzelski J.A., Kosiorek M., *Wpływ niejednorodnego pola temperatury na odporność ogniową stalowych belek stropowych*, Materiały XXX Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1984, s. 249-254.

[192] Usmani A.S., Rotter J.M., Lamont S., Sanad A.M., Gillie M., *Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects*, Fire Safety Journal, 36 (2001), s. 721-744.

[193] Valente J.C., Cabrita Neves I., *Fire resistance of steel columns with elastically restrained axial elongation and bending*, Journal of Constructional Steel Research, 52 (1999), s. 319-331.

[194] Vandevelde P., Streuve E. (eds.), *Fire Risk Evaluation to European Cultural Heritage*, *Fire-TECH Decision Supporting Procedure*, *Users Guide*, Laboratorium voor Aanwendung der Brandstoffen en Warmteoverdracht, Ghent University, Ghent 2005.

[195] Vecchio R.S., *Steel*, [w:] Ratay R.T. (ed.), *Structural condition assessment*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey 2005.

[196] Vila Real P.M.M., Franssen J.-M., *Lateral torsional buckling of steel I-beams in case of fire: numerical modelling*, Proceedings of I International Workshop *Structures in Fire*, Copenhagen, Denmark, June 19–20, 2000, s. 71-93.

[197] Vila Real P.M.M., Piloto P., Franssen J.-M., *A new proposal of a simple model for the lateral-torsional buckling of unrestrained steel I-beams in case of fire: experimental and numerical validation*, Journal of Constructional Steel Research, 59 (2003), s. 179-199.

[198] Vila Real P.M.M., Lopes N., Simões da Silva L., Piloto P., Franssen J.-M., *Towards a consistant safety format of steel beam-columns: application of the new interaction formulae for ambient temperature to elevated temperatures*, Steel and Composite Structures, Vol. 3, 6 (2003), s. 1-19.

[199] Vila Real P.M.M., Cazeli R., Simões da Silva L., Santiago A., Piloto P., *The effect of residual stresses in the lateral-torsional buckling of steel I-beams at elevated temperature*, Journal of Constructional Steel Research, 60 (2004), s. 783-793.

[200] Vila Real P.M.M., Lopes N., Simões da Silva L., Franssen J.-M., *Lateral--torsional buckling of unrestrained steel beams under fire conditions:*

improvement of EC3 proposal, Computers and Structures, 82 (2004), s. 1737-1744.

[201] Vila Real P. M. M., Lopes N., Simões da Silva L., Piloto P., Franssen J.-M., *Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire-comparison with Eurocode 3*, Fire Safety Journal, 39 (2004), s. 23-39.

[202] Wickstrom U., *Temperature analysis of heavily-insulated steel structures exposed to fire*, Fire Safety Journal, 9 (1985), s. 281-285.

[203] Wickstrom U., *Comments on calculation of temperature in fire-exposed bare steel structures in prEN 1993-1-2: Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 1–2: General rules. Structural fire design*, Fire Safety Journal, 40 (2005), s. 191-192.

[204] Wong M.B., Ghojel J.I., *Sensitivity analysis of heat transfer formulations for insulated structural components*, Fire Safety Journal, 38 (2003), s. 187-201.

[205] Wong M.B., *Universal design charts for insulation of steel members in fire*, Journal of Constructional Steel Research, 61 (2005), s. 1447-1456.

[206] Yeoh G.H., Yuen R.K.K., Lo S.M., Chen D.H., *On numerical comparison of enclosure fire in a multi-compartment building*, Fire Safety Journal, 38 (2003), s. 85-94.

[207] Yin Y.Z., Wang Y.C., *Numerical simulations of the effects of non-uniform temperature distributions on lateral – torsional buckling resistance of steel I-beams*, Journal of Constructional Steel Research, 59 (2003), s. 1009-1033.

[208] Yin Y.Z., Wang Y.C., *A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures,* Journal of Constructional Steel Research, 60 (2004), s. 1029-1047.

[209] 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), s. 183-211.

[210] Yin Y.Z., Wang Y.C., *Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method, Part 2: validation for non-uniform temperature distribution*, Journal of Constructional Steel Research, 61 (2005), s. 213-234.

[211] Zehfuss J., Hosser D., *A parametric natural fire model for the structural fire design of multi-storey buildings*, Fire Safety Journal, 42 (2007), s. 115-126.

[212] Zeng J.L., Tan K.H., Huang Z.F., *Primary creep buckling of steel columns in fire*, Journal of Constructional Steel Research, 59 (2003), s. 951-970.

[213] Zhang W., Hamer A., Klassen M., Carpenter D.J., Roby R., *Turbulence statistics in a fire room model by large eddy simulation*, Fire Safety Journal, 37 (2002), s. 721-752.

[214] Zhao C.M., Lo S.M., Lu J.A., Fang Z., *A simulation approach for ranking of fire safety attributes of existing buildings*, Fire Safety Journal, 39 (2004), s. 557-579.

Normy, ustawy i rozporządzenia

[215] ANPI *Evaluation des risques*, Association Nationale pour la Protection contre l'Incendie, Ottignies, Belgique 1988.

[216] AS 4100-1990 *Steel structures*, Standard Association of Australia (SAA).

[217] ASTM E119-88 *Standard test methods for fire tests of building construction and materials*, American Society for Testing and Materials, 1988.

[218] BS 476-20 *Fire tests on building material and structure*. Part 20 – *Method for determination of the fire resistance elements of construction (general principles)*.

[219] BS 476-21 *Fire tests on building material and structure*. Part 21 – *Methods for determination of the fire resistance of loadbearing elements of construction*.

[220] BS 5950 *Structural use of steelwork in building*. *Part 8: Code of practice for fire resistant design*.

[221] BSI DD240 *Fire Safety Engineering in Building*. Part 1: *Guide to the application of fire safety engineering principles*. British Standard Institution, 1997.

[222] DIN 18230 *Baulicher Brandschutz im Industrienbau*, Teil 1: *Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Germany 1995.

[223] *Dokument interpretacyjny do Dyrektywy 89/106/EEC dotyczącej wyrobów budowlanych. Wymaganie podstawowe nr 2 „Bezpieczeństwo pożarowe”*, ITB, Warszawa 1995.

[224] *Dyrektywa 89/106/EEC z 21 grudnia 1988 r. Rady Wspólnot Europejskich w sprawie zbliżenia ustaw i aktów wykonawczych Państw Członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych*, ITB, Warszawa 1994.

[225] ECCS-TC3 *Design manual on the European recommendations for the fire safety of steel structures*, European Convention for Constructional Steelwork, Technical Note No. 35, Brussels, Belgium 1985.

[226] EN 1363-1 *Fire resistant tests*. Part 1 – *General requirements*.

[227] EN 1991-1-2 *Eurocode 1: Actions on structures* – Part 1–2: *General actions – Actions on structures exposed to fire.*

[228] EN 1992-1-2 *Eurocode 2: Design of concrete structures.* Part 1.2: *Structural fire design.*

[229] EN 1993-1-1 *Eurocode 3: Design of steel structures.* Part 1–1: *General rules and rules for buildings*.

[230] EN 1993-1-2 *Eurocode 3: Design of steel structures.* Part 1–2: *General rules – Structural fire design*.

[231] EN 1994-1-2 *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures.* Part 1–2: *Structural rules. Structural fire design*.

[232] ENV 1991-2-2 *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures.* Part 2–2: *Actions on structures exposed to fire*.
[233] ENV 1993-1-2 *Eurocode 3: Design of Steel Structures.* Part 1–2: *General Rules – Structural Fire Design.*
[234] ISO 834-1995 *Fire resistance tests*. *Elements of building construction*.
[235] ISO 2394-1997 *General principles on reliability for structures*.
[236] JCSS Probabilistic Model Code, w tym: Part 1: *Basis of design*, Joint Committee on Structural Safety, 2001.
[237] JCSS Probabilistic Model Code, w tym: Part 2: *Load Models, 2.20 Fire*, Joint Committee on Structural Safety, 2001.
[238] NAD *National Aplication Document for use in the United Kingdom with ENV 1991-2-2:1995*, British Standard Institute, 1996.
[239] NBR 14323 *Dimensionamento de estruturas de aço de edificios em situação de incêndio (Steel structures fire design)*, Associação Brasileira de Normas Técnicas (Brazilian Association of Technical Standards), Rio de Janeiro 1999.
[240] NZS 3404: Part 1 & Part 2 *Steel structures standard*, Standards New Zealand (SNZ), Wellington.
[241] PN-82/B-02000 *Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.*
[242] PN-91/B-02840 *Ochrona przeciwpożarowa budynków. Nazwy i określenia.*
[243] PN-90/B-02851 *Ochrona przeciwpożarowa budynków. Metoda badania odporności ogniowej elementów budynków*.
[244] PN-70/B-02852 *Ochrona przeciwpożarowa w budownictwie. Obliczanie obciążenia ogniowego oraz wyznaczanie względnego czasu trwania pożaru*.
[245] PN-90/B-03200 *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
[246] PN-82/B-03300 *Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Belki zespolone krępe*.
[247] PN-B-02851-1:1997 *Ochrona przeciwpożarowa budynków. Badania odporności ogniowej elementów budynków. Wymagania ogólne i klasyfikacja*.
[248] PN-EN 13501-2:2005 *Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków.* Część 2: *Klasyfikacja na podstawie badań odporności ogniowej, z wyłączeniem instalacji wentylacyjnej*.
[249] PN-EN 1990 *Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji*.
[250] PN-EN 1991-1-2 *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje*. Część 1–2: *Oddziaływania ogólne*. *Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.*
[251] PN-EN 1993-1-1 *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych.* Część 1–1: *Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
[252] PN-EN 1993-1-2 *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych*. Część 1–2: *Reguły ogólne*. *Obliczanie konstrukcji na wypadek pożaru.*
[253] PN-EN ISO 13943:2002 *Bezpieczeństwo pożarowe. Terminologia*.

[254] *Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 14 grudnia 1994 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* (DzU Nr 15 z 1999 r., poz. 140).

[255] *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* (DzU Nr 75 z 2002 r., poz. 690).

[256] *Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 3 listopada 1992 r. w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów budowlanych i terenów* (DzU Nr 92, poz. 460 z późniejszymi zmianami).

[257] SBI *Fire engineering design of steel structures*. Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm 1976.

[258] SIA 81 *Brandrisikobewertung, Berechnungsverfahren*, Dokumentation SIA 81, Zürich 1984.

[259] *Ustawa z dnia 24 sierpnia 1991 r. o ochronie przeciwpożarowej* (DzU Nr 81, poz. 351 z późniejszymi zmianami).

[260] *Ustawa z dnia 3 kwietnia 1993 r. o badaniach i certyfikacji* (DzU Nr 55, poz. 250 i z 1994 r. Nr 158, poz. 1042).

Streszczenie

Wiarygodna ocena trwałości pożarowej elementów konstrukcji, czyli czasu w którym w warunkach realnie zagrażającego jej w pełni rozwiniętego pożaru mogą one w sposób bezpieczny przenosić przyłożone obciążenia (wraz z oddziaływaniami indukowanymi termicznie na skutek ograniczenia swobody odkształceń), wymaga przeprowadzenia odrębnej analizy termiczno-statyczno-wytrzymałościowej. Jej podstawowe założenia, proponowany formalizm matematyczny i metodyka postępowania są sformułowane i dyskutowane przez autora w ramach prezentowanej monografii.

W analizie termicznej porównuje się różnorodne podejścia pozwalające na prognozowanie przebiegu pożaru w zależności od rodzaju i rozmieszczenia nagromadzonego w strefie pożarowej potencjalnego paliwa, a także możliwości wymiany gazów z otoczeniem. Stanowią one podstawę do budowy odpowiednich modeli pożaru o różnym stopniu schematyzacji. Na tym tle omawiana jest idea specyfikacji tak zwanego parametrycznego modelu pożaru oraz relacje wiążące ten sposób opisu z klasycznym ujęciem opierającym się na wykorzystaniu standardowego modelu pożaru, odzwierciedlającego warunki nagrzewania w laboratoryjnej próbie ogniowej. Proponuje się przy tym doprecyzowanie definicji równoważnego czasu ekspozycji przez jednoznaczne powiązanie go z krytyczną temperaturą stali.

W dalszej części pracy omawia się sposób identyfikacji pola temperatury w badanym elemencie ogarniętym przez tak zamodelowany pożar i chronionym przed bezpośrednim wpływem ognia za pomocą odpowiedniej izolacji termicznej. Następnie rozważa się ilościowe i jakościowe aspekty degradacji podstawowych właściwości mechanicznych stali w temperaturze pożarowej. Równocześnie wskazuje się na istotne, a często w sposób nieuzasadniony zaniedbywane, znaczenie prędkości nagrzewania w kontekście reakcji materiału na wysoką temperaturę.

W drugiej części pracy dyskutowane są zagadnienia związane z analizą statyczno-wytrzymałościową. Wykorzystuje się przy tym odpowiednio uogólniony formalizm klasycznej metody stanów granicznych (współczynników częściowych). Sposób prezentacji ma w zamierzeniu autora umożliwić krytyczną ocenę rozwiązań zaproponowanych w odpowiednich przepisach europejskich, w ostatnim czasie zaadaptowanych także do krajowej praktyki projektowej. Omawia się kolejno metody szacowania zredukowanej w temperaturze pożarowej nośności poszczególnych elementów ustroju nośnego. Zakłada się przy tym, że znajdują się one najpierw w prostych, a później także w złożonych stanach obciążenia. Na tym tle w wielu miejscach wykazuje się istotne ograniczenia w zakresie stosowalności postulowanych podejść. Szczególnie ważna wydaje się konieczność zawężenia możliwości przeprowadzania uproszczonych obliczeń opartych na idei wskaźnika wykorzystania nośności jedynie do najprostszych przypadków obciążenia. Wiele uwagi poświęcono ważnym, z punktu widzenia projektanta, problemom harmonizacji rozważanych w pracy sposobów oceny nośności z tradycyjnymi zaleceniami

aktualnie obowiązującej w kraju normy PN-90/B-03200. Wskazano przy tym na brak kompatybilności porównywanych podejść, zwłaszcza w odniesieniu do elementów ściskanych, a także ściskanych i zginanych. Powyższe rozważania stanowią podstawę do dokonania całościowej analizy zachowania się elementów konstrukcyjnych w warunkach pożaru. W niniejszej monografii autor prezentuje oryginalne rozwiązania dotyczące belek i słupów z ograniczoną możliwością swobodnego wydłużenia termicznego. Dowodzi się przy tym bezwzględnej konieczności uwzględniania w obliczeniach dużych deformacji elementów towarzyszących odpowiedniej redukcji ich sztywności giętnej. Dodatkowo szczegółowej analizie poddano wpływ nierównomiernego rozkładu temperatury w przekroju poprzecznym.

Trzecia część pracy to próba konstrukcji modelu obliczeniowego pozwalającego na wiarygodną ocenę bezpieczeństwa z uwzględnieniem różnego rodzaju czynników środowiskowych, ich wzajemnych relacji i względnego znaczenia. Miarą szacowanego bezpieczeństwa jest prawdopodobieństwo zawodu. Wykazano, że można go określać za pomocą odpowiednio interpretowanych prawdopodobieństw warunkowych. Dużą pomocą wydaje się tu zastosowanie postulowanego przez autora pewnego typu diagramu sieciowego. Uzyskane oszacowania mogą być wykorzystane do kalibracji wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa wyspecyfikowanych w dyskutowanym w pracy modelu pożaru obliczeniowego.

FIRE RESISTANCE OF STEEL BAR STRUCTURES

Summary

The fire resistance of a structural member is the length of time calculated from fire flashover, during which the member is capable to carry all imposed loads under fire conditions (together with actions resulting from any limitations of thermal deformations). The only way to accurately evaluate its value is making the appropriate thermo-mechanical analysis. Basic assumptions for such research as well as its mathematical formalism and design methodology are formulated and discussed by the author in the framework of the present monograph.

The first part of the study is dedicated to thermal analysis. It contains the presentation and comparison of various approaches to anticipation a fire process threatening the structure, considering its dependence on the kind and arrangement of potential fuel accumulated in fire compartment, and the ability of air exchange with the outdoor environment during combustion. Such considerations are the base for development of suitable fire models with different range of simplification. On this background the idea of so called parametric fire specification is examined. Moreover, the relations are discussed, linking such way of fire characteristics with classical approach, based on the application of the standard fire model, which reflects only uniform heating intensity in the laboratory fire test. More precise definition of the equivalent time of fire exposure is proposed in this field. According to the author this quantity should be explicitly coupled with the critical temperature of steel.

The methodology which allows to identify the temperature field in the whole steel member for particular fire moment is presented in further part of the monograph. The parameters of passive fire protection applied for individual members are taken into account. Subsequently, quantitative as well as qualitative aspects of the degradation of basic mechanical properties of steel in fire temperatures are considered. Simultaneously, the important influence of member heating velocity on material behaviour during fire is underlined. This effect is usually neglected in classical thermal analysis; however, such simplification is not always justified.

In the second part of the monograph some problems connected with member structural analysis for fire conditions are discussed. Generalized approach to classical limit states methodology is applied. In author’s intention a way of presentation should give the designer an opportunity to form the critical opinions about particular solutions and recommendations given in appropriate European standards. It seems to be very important because recently these documents have been adopted to domestic design practice as the Polish codes. Methodologies of evaluation of fire resistance, reduced in high steel temperature, are presented one after the other for particular members of load-bearing structure. Starting from the

simple load state, also the complex load state, taking into account an interaction between particular internal forces and moments, is next analysed in more detailed manner. On this background many important limitations of applicability of proposed approaches are specified by the author. The necessity to restrict the application of simplified calculations based on the parameter named degree of utilization only to the simplest load cases seems to be of a great importance. Particular attention is paid to the problems of harmonization of fire resistance evaluation methods, considered in the present study, with other approaches, resulting from traditional procedures suggested by the standard PN-90/B-03200, currently obligatory in Poland. Suitable approaches, compared one to another, frequently give incoherent solutions. For this reason in many cases they have to be treated as incompatible in general, especially with reference to the axially compressed members as well as to the elements which are subject to bending and compression. Conclusions obtained on a base of the presented analysis enable the designer to give a reliable description of the behaviour of selected structural elements under fire conditions. In the present monograph the author includes the original solutions concerning steel beams as well as steel columns with restrained ability of thermal elongation. As the obligatory requirement in this case, the real large deformations, resulting from the adequate reduction of member flexural stiffness in fire temperature, are considered in design methodology. In addition an influence of non-uniform steel temperature distribution across the beam cross--section on its fire resistance is assessed.

The third part of the presented monograph contains an attempt to construct the design technique to reliably assess the safety level of the whole load-bearing structure as well as of people staying there for accidental fire situation. Various kinds of the environmental factors, possible couplings between them and also their relative importance, are taken into consideration. The failure probability is accepted as a measure of evaluated safety level. In the approach proposed by the author its value is estimated by means of a specification of some conditional probabilities, which have to be well and precisely interpreted. The use of a selected type of the network diagram seems to be a helpful assistance in this field. Obtained evaluations can be applied for calibration of the values of partial safety factors, specified in design fire model which is discussed in the previous part of the present monograph.

RESISTANCE AU FEU DES STRUCTURES D'ACIER EN BARRES

Résumé

Pour évaluer véritablement la résistance au feu des éléments structuraux, il est indispensable d'effectuer une analyse thermomécanique. Cette résistance constitue le temps à partir de l'embrasement généralisé où ces éléments peuvent subir des charges appliquées durant l'incendie (y compris les actions résultant de limitations de déformations thermales). Les principes de l'analyse thermomécanique ainsi que le formalisme mathématique et la procédure méthodologique sont présentés et discutés par l'auteur dans cette monographie.

La première partie de cet ouvrage concerne l'analyse thermique. On compare des solutions différentes qui permettent de prévoir la propagation de l'incendie qui menace la structure en tenant compte du genre du combustible potentiel et de son implantation dans la zone d'incendie aussi bien que les possibilités d'échanges gazeux dans l'environnement. Ces démarches constituent une sorte de base pour la constitution des modèles convenables de l'incendie avec différents niveaux de simplification. Ici on discute l'idée de la spécification du type de l'incendie, dit paramétrique, qu'on compare à la conception classique reposant sur le modèle de l'incendie standard, celui qui reflète les conditions de chauffage au cours d'un essai d'incendie réalisé en laboratoire. En outre, on postule définir strictement le temps équivalent d'exposition par analogie avec la température critique de l'acier. Dans la suite de cette monographie on analyse la manière de l'identification du champ de température dans un élément analysé. L'isolation thermique des composants est prise en compte. Ensuite, on prend en considération les aspects quantitatifs et qualificatifs de la dégradation des propriétés mécaniques fondamentales de l'acier sous températures d'incendie. Simultanément, on accentue l'importance de la vitesse du chauffage dans le contexte du comportement du matériau à une haute température. Cette matière est souvent sans raison négligée.

Dans la deuxième partie de cette monographie on discute les problèmes d'une analyse structurale en conditions d'incendie. Dans ce cas on applique le formalisme de la méthode classique des états limites (des coefficients partiels). L'auteur a l'intention de rendre possible la critique des solutions proposées par certains règlements européens, dernièrement adaptés aussi au code de projet polonais. On dissèque les méthodes d'évaluation de la portance des éléments de la structure. Cette capacité est réduite à température élevée. On présuppose que d'abord ces éléments se trouvent dans les états de charge simples, et puis dans les états de charge plus complexes. Dans ce cadre on signale souvent d'importantes limitations quant à l'exploitation des approches postulées. Il semble très utile de restreindre les possibilités de faire les calculs simplifiés, qui basent sur le taux d'utilisation de la portance, seulement au cas où les charges sont les moins

compliquées. On a bien discuté sur les problèmes liés à l'harmonisation des méthodes d'évaluation de la portance avec les recommandations traditionnelles d'une norme polonaise PN-90/B-03200 actuellement en vigueur. On a dénoté parallèlement le manque de comptabilité des approches vérifiées, surtout à la référence des éléments comprimés aussi bien que des éléments comprimés et fléchis. Les réflexions comme celles-ci constituent la base pour faire une analyse globale des éléments structuraux dans des conditions d'incendie. Dans cette monographie l'auteur présente d'originales solutions relatives aux poutres et aux poteaux dont l'allongement thermique est limité. En même temps, il est indispensable de prendre en considération, pendant les calculs, les grandes déformations des éléments résultant de la réduction de leur raideur flexionnelle. De plus, on analyse minutieusement une répartition irrégulière des températures dans la section transversale.

La troisième partie de cette monographie constitue un essai de construire un modèle de calcul qui pourrait évaluer véritablement la sécurité tenant compte de différents facteurs d'environnement, de leurs relations et de leur relative importance. On prouve que cette probabilité de ruine peut être définie à l'aide des probabilités conditionnelles proprement interprétées. Dans ce cas l'auteur postule l'application d'un type du diagramme réticulaire. C'est une solution qui semble être très efficace. Les évaluations obtenues peuvent être utiles pour faire le calibrage des valeurs partielles des coefficients de sécurité spécifiés dans le type de l'incendie modélisé discuté dans cette monographie.

(Tłumaczenie: Marta Dżuła)