



**POLITECHNIKA WROCŁAWSKA**  
**WYDZIAŁ BUDOWNICTWA LĄDOWEGO I WODNEGO**

**ANTONI BIEGUS**

**PODSTAWY PROJEKTOWANIA  
I ODDZIAŁYWANIA NA KONSTRUKCJE BUDOWLANE**

**WYKŁADY**



**WROCŁAW 2013**

## Spis treści

1. Podstawy projektowania konstrukcji .....	4
1.1. Projektowanie konstrukcji budowlanych .....	4
1.2. Eurokody .....	10
1.3. Podstawy projektowania konstrukcji budowlanych według PN-EN 1990 ...	16
1.3.1. Wprowadzenie .....	16
1.3.2. Podstawy metodologiczne metody stanów granicznych i współczynników częściowych .....	17
1.3.3. Projektowanie konstrukcji budowlanych według PN-EN 1990 .....	27
1.3.3.1. Sprawdzenie stanów granicznych .....	27
1.3.3.2. Wartości obliczeniowe nośności i współczynniki częściowe .....	33
1.3.3.3. Rodzaje oddziaływań i ich współczynniki częściowe .....	33
1.3.3.4. Kombinacje oddziaływań .....	39
1.3.3.5. Obliczeniowe efekty oddziaływań w stanie granicznym nośności .....	42
1.3.3.6. Charakterystyczne efekty oddziaływań w stanie granicznym użyteczności .....	48
1.3.3.7. Założenia i zalecenia PN-EN 1990 .....	51
1.3.3.8. Zarządzanie niezawodnością .....	52
2. Oddziaływania na konstrukcje budowlane .....	55
2.1. Wprowadzenie .....	55
2.2. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach według PN-EN 1991-1-1 .....	57
2.3. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru wg PN-EN 1991-1-2 .....	61
2.4. Obciążenia śniegiem według PN-EN 1991-1-3 .....	67
2.4.1. Wstęp .....	67
2.4.2. Obciążenie śniegiem dachu .....	68
2.4.3. Obciążenia charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu .....	69
2.4.4. Współczynnik ekspozycji .....	70
2.4.5. Współczynnik termiczny .....	70
2.4.6. Współczynniki kształtu dachu .....	71
2.4.7. Wyjątkowe obciążenie śniegiem .....	75

2.5. Obciążenia wiatrem według PN-EN 1991-1-4 .....	76
2.5.1. Wstęp .....	76
2.5.2. Modele obliczeniowe obciążenia wiatrem w PN-EN 1991-1-4 .....	79
2.5.3. Prędkość bazowa, współczynnik chropowatości, współczynnik ekspozycji i współczynnik kierunkowy .....	82
2.5.4. Współczynniki ciśnienia i sił aerodynamicznych .....	86
2.6. Oddziaływania termiczne według PN-EN 1991-1-5 .....	89
2.7. Oddziaływania w czasie wykonania konstrukcji według PN-EN 1991-1-6 ...	93
2.8. Oddziaływania wyjątkowe według PN-EN 1991-1-7 .....	94
2.9. Uwagi końcowe .....	96
Literatura .....	99

### **PODZIĘKOWANIE**

*autor serdecznie dziękuje Panu dr. hab. inż. Wojciechowi Lorencowi za trud korekty  
pracy i wniesione uwagi redakcyjne oraz merytoryczne*

## 1. PODSTAWY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI

### 1.1. Projektowanie konstrukcji budowlanych

Projektowanie konstrukcji budynków (mieszkalnych, użyteczności publicznej, przemysłowych, sportowych itp.) i obiektów inżynierskich (np. mostów, wież, kominów, zapór wodnych, silosów, zbiorników itp.) jest twórczym działaniem człowieka obmyślającego sposób postępowania, który umożliwi powstanie tych obiektów budowlanych i ich niezawodne użytkowanie w określonych warunkach i przewidzianym czasie eksploatacji. Zasadniczym celem projektowania obiektu budowlanego jest poszukiwanie takich kształtów i wymiarów obiektu budowlanego, które pozwoliłyby spełniać wymogi, wynikające z jego przeznaczenia (z funkcji obiektu) i późniejszego użytkowania.

W trakcie projektowania należy przede wszystkim wykazać, że przyjęte rozwiązania konstrukcyjne (m.in. kształty, wymiary, połączenia nadane częściom obiektu, zastosowane materiały itd.) spełniają wymagania, ustalone przez metody oceny bezpieczeństwa konstrukcji (jej niezawodności). Te podstawowe wymagania są sprawdzane na podstawie oceny wytrzymałości, stateczności i sztywności konstrukcji przy prognozowanych jej obciążeniach. Ponadto muszą być spełnione wymagania stawiane przez funkcję budynku (np. izolacyjności termicznej, przeciwwodnej, akustycznej) i przepisy ogólnobudowlane (np. z konieczności ochrony konstrukcji przed ogniem w czasie pożaru) a także trwałości w wyniku doboru odpowiednich materiałów. Konstrukcje budowlane powinny charakteryzować niezawodność we wszystkich możliwych fazach ich powstawania lub eksploatacji, a więc projektowania, wytwarzania, montażu, użytkowania lub przebudowy. Dlatego konstrukcja musi niezawodnie przejmować wszystkie obciążenia, oddziaływania i wpływy, których pojawienia się można oczekiwać w trakcie wznoszenia i eksploatacji. W tym też sensie projektowanie można skrótowo zdefiniować jako **sztukę przewidywania kłopotów**.

Projektowanie konstrukcji budowlanych musi być poprzedzone ustaleniami ścisłych założeń wyjściowych (lokalizacyjnych, gruntowych, technologicznych, eksploatacyjnych i innych), gdyż one determinują decyzje dotyczące rozwiązań konstrukcyjnych obiektu.

W projektowaniu budynku lub obiektu inżynierskiego można zazwyczaj wyróżnić następujące etapy:

1. Kształtowanie ustroju nośnego, które polega na wyborze rodzaju materiału ustroju nośnego, kształtu, schematów statycznych i wstępnych wymiarów konstrukcji oraz jej elementów i połączeń, a także rodzaju materiałów i np. izolacji (termicznej, przeciwwodnej, akustycznej, ogniochronnej itp.).
2. Identyfikacja schematów statycznych i modeli obliczeniowych konstrukcji nośnej obiektu budowlanego.
3. Określenie obciążeń (np. obciążenia ciężaru własnego, obciążenia użytkowego, obciążenia śniegiem oraz oddziaływań (np. wiatru) i wpływów (np. termicznych pochodzenia klimatycznego lub technologicznego).
4. Wyznaczenie sił wewnętrznych i przemieszczeń (charakterystycznych i obliczeniowych efektów oddziaływań tj. momentów zginających, sił podłużnych, sił poprzecznych:  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  oraz np. ugięć  $y_k$ ) w przekrojach krytycznych konstrukcji nośnej obiektu od prognozowanych obciążeń, oddziaływań i wpływów.
5. Wymiarowanie, które polega na sprawdzeniu, czy obliczone siły wewnętrzne (momenty zginające, siły podłużne, siły poprzeczne:  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ) nie są większe od nośności obliczeniowych  $M_{Rd}$ ,  $N_{Rd}$ ,  $V_{Rd}$  przekrojów i elementów konstrukcyjnych (które zależą od cech wytrzymałościowych materiału i charakterystyk geometrycznych założonych wstępnie przekrojów) a także, czy np. przemieszczenia spowodowane obciążeniami  $y_k$  nie są większe od przyjętych za dopuszczalne  $y_{ult}$ .
6. Sporządzenie opisu technicznego i rysunków konstrukcyjnych, stanowiących formę zapisu przyjętego ostatecznie rozwiązania zaprojektowanej konstrukcji, na podstawie wykonanych obliczeń, analiz, norm, katalogów. Opisy techniczne, zabezpieczeń (np. przed korozją i ogniem) wykonawstwa, montażu itp. oraz rysunki wraz z wykazami materiałów stanowią podstawę sporządzenia projektu konstrukcyjnego (budowlanego, lub wykonawczego).

**Kształtowanie** budowli jest najczęściej rozumiane jako poszukiwanie formy i nadawanie jej określonej postaci. W aspekcie konstrukcji jest to poszukiwanie ustroju nośnego obiektu budowlanego, który w najwyższym stopniu spełnia założone wstępnie kryteria dotyczące przede wszystkim jego wytrzymałości. W ramach kształtowania konstrukcji analizuje się rozwiązania alternatywne w poszukiwaniu rozwiązań optymalnych. Do najczęściej stosowanych kryteriów optymalizacji konstrukcji budowlanych należą m.in.:

- maksymalizacja niezawodności konstrukcji,

- maksymalizacja odporności na oddziaływania wyjątkowe (zdarzenia katastrofalne),
- minimalizacja ryzyka związanego ze zniszczeniem lub wyłączeniem, obiektu z eksploatacji (np. skutki awarii sieci zasilania energii elektrycznej - blackout),
- minimalizacja masy konstrukcji lub objętości materiałów konstrukcyjnych,
- minimalna kosztu konstrukcji lub kosztu przedsięwzięcia budowlanego w całym okresie jego „cyklu życia” – od projektowania, przez realizację, eksploatację i utrzymanie, po rozbiórkę i utylizację zużytych elementów i materiałów,
- maksymalizacja trwałości lub czasu przydatności obiektu.

W praktyce wymagane jest najczęściej łączne spełnianie kilku kryteriów, czym zajmują się optymalizacja wielokryterialna

W podsumowaniu można stwierdzić, że kształtowanie można skrótowo określić jako „pomysł na” obiekt budowlany bezpieczny, niezawodny, funkcjonalny, tani, niekosztowny w eksploatacji i trwały.

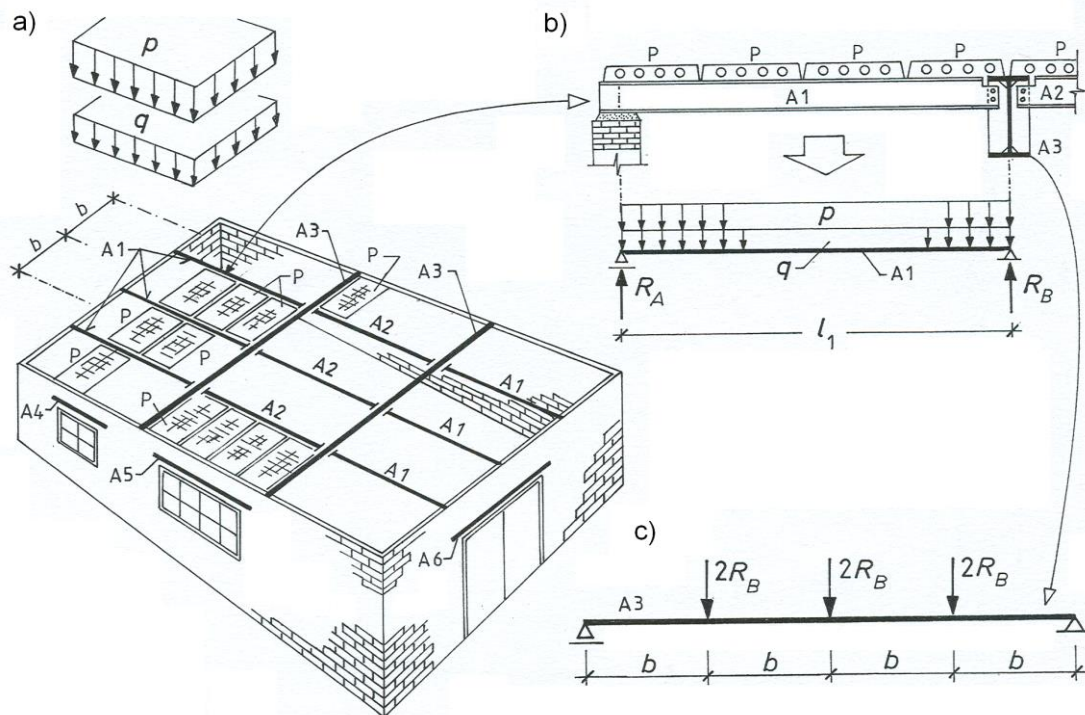
**Identyfikacja** schematów statycznych i modeli obliczeniowych konstrukcji nośnej obiektu budowlanego jest jednym z ważniejszych etapów projektowania konstrukcji budowlanej. Model obliczeniowy, to idealizacja ustroju nośnego, stosowana w celu jego analizy, wymiarowania i weryfikacji wytrzymałości (wykonania obliczeń statyczno-wytrzymałościowych). Przystępując do oceny bezpieczeństwa konstrukcji należy dokonać wyboru jej modelu obliczeniowego i metody analizy. Powinny one, w sposób możliwie precyzyjny, odwzorowywać zachowanie się konstrukcji rzeczywistej. Dotyczy to zarówno przyjęcia schematu statycznego i obciążeń ustroju, jak i modelu zachowania się materiału zastosowanego na ustrój nośny, całej konstrukcji oraz jego prętów, podpór i węzłów pod obciążeniem.

Należy zwrócić uwagę, że procedury projektowania budowlanego różnią się od analizy elementów konstrukcji, ustalonymi teoretycznymi metodami mechaniki budowli i wytrzymałości materiałów, gdyż należy uwzględnić wpływy wynikające z różnic, zachodzących między wyidealizowanymi warunkami, modelami i schematami teoretycznymi, a rzeczywistym zachowaniem się elementów, połączeń i konstrukcji (wynikającym np. ze specyfiki właściwości materiałów i rozwiązań konstrukcyjnych). Konstrukcja jest wytrzymała i zachowuje się nie według założonych i obliczonych teoretycznych modeli oraz schematów statycznych, lecz adekwatnie do zastosowanych jego rozwiązań konstrukcyjnych. Stąd szczególnie ważne jest właściwe odwzorowanie konstruk-

cyjne przyjętych (teoretycznych) modeli obliczeniowych. Należy przestrzegać podstawowej zasady identyfikacji aby:

- model obliczeniowy odwzorowywał z odpowiednią dokładnością zachowanie się konstrukcji rzeczywistej (w określonym stanie granicznym), zaś
- ustrój nośny obiektu był zrealizowany zgodnie z przyjętymi jego założeniami obliczeniowymi.

Przykład identyfikacji schematów obliczeniowych stropu budynku, którym zastosowano stalowe elementy zginane (A1, A2 – belki stropowe, A3 – podciąg, A4, A5, A6 – nadproża) pokazano na rys. 1. Płyta stropowa P jest obciążona jej ciężarem własnym i ciężarem posadzki  $q$  oraz obciążeniem użytkowym  $p$ . Jest ono przekazywane na stalowe belki dwuteowe A1 i A2, o schemacie dźwigara jednoprzęsłowego, podpartego przegubowo. Z kolei reakcje podporowe  $R_B$  belek A1 i A2 są przekazywane na podciąg A3. Schemat statyczny stalowego podciągu blachownicowego A3 to jednoprzęsłowa beka, podparta obustronnie przegubowo.



Rys. 1. Przykład identyfikacji schematów obliczeniowych stropu budynku, którym zastosowano stalowe elementy zginane: A1, A2 – belki stropowe, A3 – podciąg, A4, A5, A6 – nadproża, P – płyta stropowa

**Obliczenia statyczne** polegają głównie na wyznaczeniu najniekorzystniejszych wartości sił wewnętrznych (momentów zginających, sił podłużnych, sił poprzecznych:  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ) w przekrojach i elementach krytycznych konstrukcji (tj. takich, których wyczerpanie nośności może być przyczyną awarii lub katastrofy) a także np. przemieszczeń  $y_k$ . Obliczenia te wykonuje się według zasad mechaniki budowli i wytrzymałości materiałów, z uwzględnieniem zidentyfikowanych schematów statycznych i modeli wyężenia konstrukcji rzeczywistej.

Ekstremalne siły wewnętrzne w krytycznych przekrojach lub elementach konstrukcji wyznacza się dla najniekorzystniejszego układu obciążeń analizowanego ustroju. W sytuacji, gdy na konstrukcję oprócz obciążeń stałych działa kilka różnych obciążeń zmiennych należy ustalić kombinację najniekorzystniejszych schematów obciążeń, tj. takich, które wywołują maksymalne jej wyężenie. Kombinację schematów obciążeń należy ustalać indywidualnie dla każdego przekroju lub elementu krytycznego konstrukcji. Nie można bowiem ustalić jednej wspólnej kombinacji obciążeń zmiennych, efektem działania której będzie równoczesne ekstremalne wyężenie wszystkich badanych krytycznych przekrojów lub elementów konstrukcji. W związku z tym należy wyznaczyć siły wewnętrzne w konstrukcji od każdego z występujących obciążeń osobno, a następnie przeprowadzić ich kojarzenie w celu ustalenia maksymalnych wyężeń jej przekrojów i elementów krytycznych. Powyższy fakt sprawia, iż należy wykonać obliczenia statyczne konstrukcji osobno dla obciążeń stałych i osobno dla każdego z jej obciążeń zmiennych.

Współczesne techniki wspomaganego komputerowo projektowania, umożliwiają dokładniejszą niż dawniej analizę wyężenia i odkształcenia konstrukcji odznaczających się dużą złożonością. Uproszczone, przybliżone metody oceny sił wewnętrznych konstrukcji mają aktualnie mniejsze znaczenie. Pozostają one jednak ważnym elementem wstępnego koncepcyjnego projektowania, a także szacunkowej kontroli wyników otrzymanych technikami komputerowymi. Ponadto dzięki technikom komputerowym łatwiejsze stało się wariantowanie rozwiązań i optymalizacja konstrukcji, ale przede wszystkim precyzyjniejsze modelowanie rzeczywistego zachowania się konstrukcji.

**Wymiarowanie** jest to sprawdzenie wytrzymałości i sztywności ustroju nośnego obiektu budowlanego. Ma ono na celu przede wszystkim ustalenie (na podstawie odpowiednich obliczeń) wymiarów poprzecznych przekrojów elementów konstrukcyj-



nych, bądź sprawdzenie, czy obliczone siły wewnętrzne nie są większe od nośności tych elementów wynikające z założonych wstępnie wymiarów ich przekrojów poprzecznych oraz cech wytrzymałościowych przyjętych materiałów. Jest to sprawdzenie wytrzymałościowe konstrukcji. Wymiarowanie zawiera też sprawdzenie, czy obliczone m.in. ugięcia i przemieszczenia od prognozowanych oddziaływań nie przekraczają wartości granicznych (dopuszczalnych) określonych w normach, przepisach technicznych lub przez inwestora. Jest to sprawdzenie sztywności konstrukcji. Jeśli okaże się, że nie jest spełniony wymagany warunek wytrzymałości lub sztywności, to koryguje się założenia (np. zwiększa wymiary przekroju poprzecznego elementów, zmienia schemat statyczny, rodzaj materiału itp.) a następnie powtarza obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

W odniesieniu do stypizowanych wyrobów budowlanych (np. nadproży, płatwi giętych na zimno, blach fałdowych) wymiarowanie może polegać na doborze potrzebnego ich przekroju z katalogu producenta tych elementów konstrukcyjnych. Wówczas w katalogu stypizowanego elementu konstrukcyjnego podane są graniczne (dopuszczalne) wartości obciążeń i wymiarowanie polega na porównaniu ich z prognozowanymi w projektowanym obiekcie budowlanym.

**Norma** w technice to dokument będący wynikiem normalizacji i standaryzujący jak najszerszej pojętą działalność badawczą, technologiczną, produkcyjną i usługową. Ustala zasady, wytyczne lub charakterystyki dotyczące różnej działalności i jej wyników; jest zatwierdzana na zasadzie konsensu, przeznaczona do powszechnego i wielokrotnego stosowania, zaakceptowana przez wszystkie zainteresowane strony jako korzyść dla wszystkich i wprowadza kodeks dobrej praktyki i zasady racjonalnego postępowania przy aktualnym poziomie techniki. Postanowienia normy powinny:

- być oparte na podstawach naukowych oraz danych sprawdzonych pod względem słuszności technicznej, ekonomicznej i użytkowej,
- uwzględniać aktualny stan wiedzy oraz poziom techniki osiągnięty lub możliwy do osiągnięcia w najbliższym czasie;
- być możliwe do realizacji oraz absolutnie sprawdzalne

Podstawowe zasady projektowania i realizacji konstrukcji budowlanych zostały zawarte w normach opracowanych przez Polski Komitet Normalizacyjny. Dotychczasowe krajowe normy mają oznaczenia PN-xx/B-xxxxx:xx (gdzie  $x=0,1, 2, \dots, 9$ ). Po przy-

stąpieniu Polski do Unii Europejskiej do zbioru Polskich Norm zostały wprowadzone normy europejskie – Eurokody (mają one status Normy Polskiej).

Normy są to dokumenty odniesienia w projektowaniu i realizacji budowli stosowanym na zasadzie dobrowolności, powszechnie dostępnym i zaakceptowanym przez uznaną jednostkę normalizacyjną. Status normy, jako dokumentu odniesienia nie jest jej stałym atrybutem, lecz zależy de facto od trybu (mocy) jej przywołania w przepisach prawa lub umowach. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 r. § 204/4: *Warunki bezpieczeństwa konstrukcji (...) uznaje się za spełnione, jeżeli konstrukcja ta odpowiada Polskim Normom dotyczącym projektowania i obliczania konstrukcji.* A zatem najprostszym i bezpośrednim sposobem zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji na etapie projektowania jest wykazanie jej zgodności z odpowiednią normą.

## 1.2. Eurokody

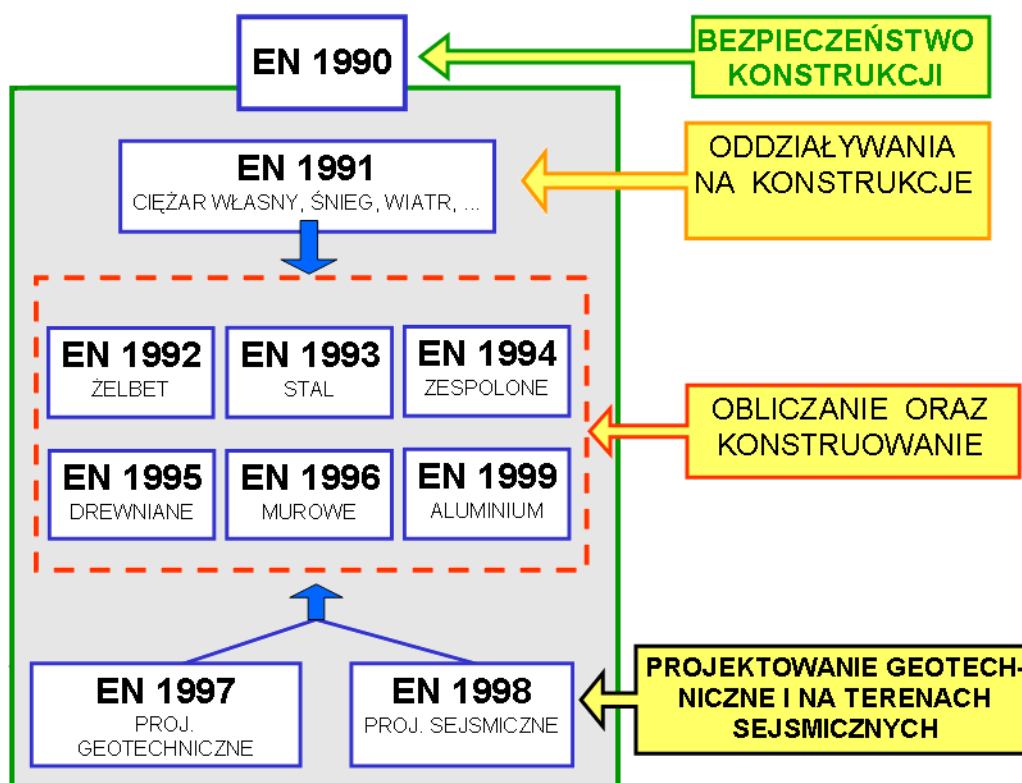
Eurokody są to wspólne, ujednolicone w ramach Unii Europejskiej normy, które służą do projektowania i realizacji budynków oraz konstrukcji inżynierskich. Są one zbiorem zunifikowanych norm międzynarodowych stanowiących kluczowe ogniwo ładu budowlanego w państwach Unii Europejskiej. Intencją ich autorów było wykorzystanie szerokiego doświadczenia w zakresie projektowania oraz wyników badań naukowych krajów członkowskich Unii Europejskiej, a także eliminacji przeszkód technicznych w handlu i harmonizacji ustaleń technicznych. Korzystają one i porządkują dotychczasową wiedzę o bezpiecznym projektowaniu i wznoszeniu obiektów budowlanych.

Działania Europejskiego Komitetu Normalizującego (CEN) polegały na opracowaniu zbioru zharmonizowanych norm europejskich - Eurokodów, które zastępują zróżnicowane reguły stosowane w poszczególnych krajach członkowskich. Eurokody zyskały status dokumentów odniesienia, uznawanych przez władze w krajach członkowskich Unii Europejskiej. Polska przystępując do Unii Europejskiej zobowiązała się do wprowadzenia Eurokodów w projektowaniu i realizacji obiektów budowlanych.

Eurokody składają się z 10 pakietów (zbiorów) tematycznych, dotyczących projektowania poszczególnych rodzajów konstrukcji budowlanych. Budowę strukturalną i układ wzajemnych relacji Eurokodów pokazano na rys. 2.

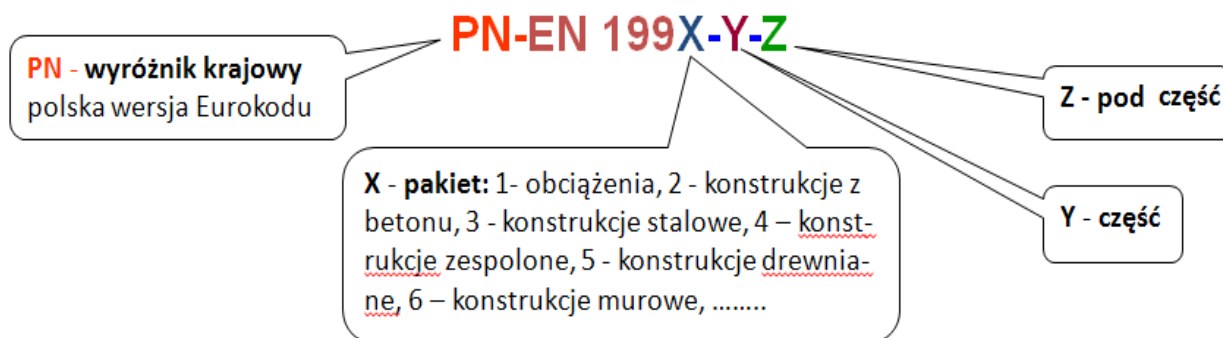
Oznaczono je symbolem literowym EN i liczbowym od 1990 do 1999. Są to:

EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji,  
 EN 1991 Oddziaływania na konstrukcje,  
 EN 1992 Projektowanie konstrukcji z betonu,  
 EN 1993 Projektowanie konstrukcji stalowych,  
 EN 1994 Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych,  
 EN 1995 Projektowanie konstrukcji drewnianych,  
 EN 1996 Projektowanie konstrukcji murowych,  
 EN 1997 Projektowanie geotechniczne,  
 EN 1998 Projektowanie sejsmiczne,  
 EN 1999 Projektowanie konstrukcji aluminiowych.



Rys. 2. Schemat ideowy i układ powiązań Eurokodów

Eurokody zostały opublikowane w trzech oficjalnych wersjach językowych: angielskiej, francuskiej i niemieckiej. Wersje krajowe Eurokodów są oznaczane wyróżnikiem literowym danego kraju (w przypadku Polski jest to PN), który poprzedza symbol Eurokodu. Symbole polskiej wersji Eurokodu pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Symbole polskiej wersji Eurokodów

Eurokod PN-EN 1990 jest jednoczęściowy. Pozostałe Eurokody PN-EN 1990÷PN-EN 1999 są wieloczęściowe. Oznaczone są one wówczas dalszymi cyframi określającymi część oraz po część określając specyficzny zakres Eurokodu (np. 1-1, 1-2, itd. – patrz np. rys. 3). Dlatego zbiór Eurokodów liczy 58 norm.

Eurokod PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji pełni funkcję nadrzędną w stosunku do pozostałych Eurokodów tj. PN-EN 1991÷PN-EN 1999, gdyż podano w nim przede wszystkim podstawowy projektowania oraz określono główne wymagania dotyczące oceny nośności, użyteczności i trwałości konstrukcji budowlanych. Jest to norma wiodąca w projektowaniu konstrukcji budowlanych według Eurokodów. Postanowienie tego imperatywnego Eurokodu muszą być respektowane w pozostałych Eurokodach tj. PN-EN 1991÷PN-EN 1999.

Pakiet Eurokodów dotyczących oddziaływań PN-EN 1991 Oddziaływania na konstrukcje składa się z następujących części:

PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,

PN-EN 1991-1-2:2006. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru,

PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenia śniegiem,

PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru,

PN-EN 1991-1-5:2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne,

PN-EN 1991-1-6:2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji,

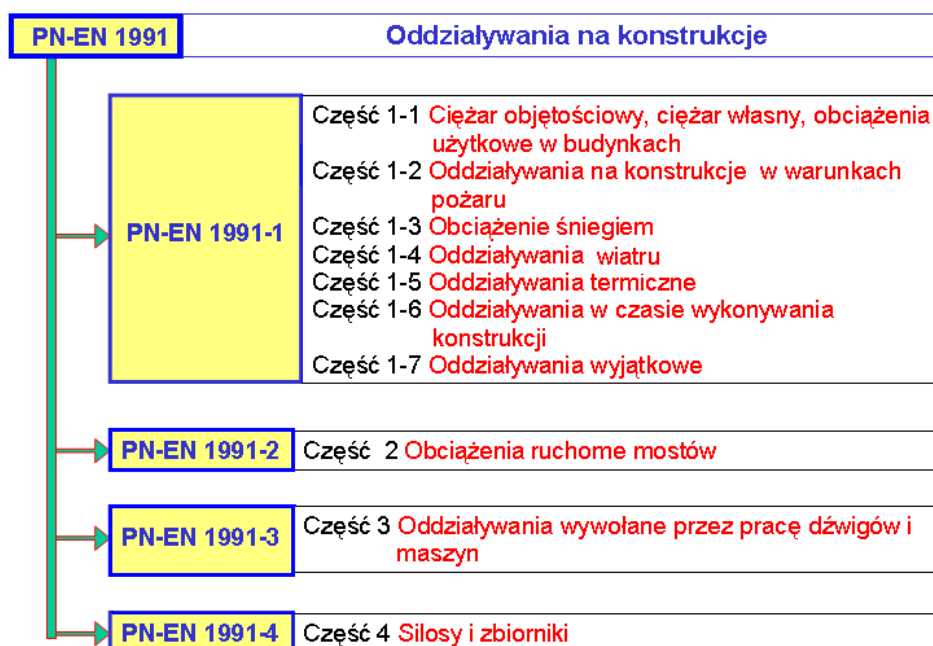
PN-EN 1991-1-7:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe,

PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów,

PN-EN 1991-3:2009. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 3: Oddziaływania wywołane przez pracę dźwigów i maszyn,

PN-EN 1991-4:2009. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki.

W Eurokodach PN-EN 1991 przedstawiono zasady przyjmowania obciążeń od ciężaru własnego, obciążeń: użytkowych, w warunkach pożaru, śniegiem, oddziaływań: wiatrem, termicznych, w czasie wykonywania konstrukcji, wyjątkowych, wywołanych przez pracę dźwigów i maszyn, obciążeń ruchomych mostów, a także obciążeń silosów i zbiorników. Schemat pakietu Eurokodów dotyczących oddziaływań PN-EN 1991. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Schemat PN-EN 1991. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje

Pakiety Eurokodów konstrukcyjnych PN-EN 1992÷PN 1996 i PN-EN 1999 (rys. 2) służą do obliczania i konstruowania ustrojów nośnych obiektów budowlanych. Dotyczą one projektowania konstrukcji: żelbetonowych PN-EN 1992 (rys. 5), stalowych PN-EN 1993 (rys. 6), zespolonych stalowo-betonowych PN-EN 1994, drewnianych PN-EN 1995, murowych PN-EN 1996, i aluminiowych PN-EN 1999. Do projektowania posadowienia konstrukcji nośnych obiektów służą pakiety Eurokodów dotyczące projektowanie geotechnicznego PN-EN 1997 oraz projektowania na terenach sejsmicznych PN-EN 1998. Pakiety Eurokodów konstrukcyjnych oraz dotyczących posadowienia są wieloczęściowe. Przykładowy schematy pakietów Eurokodów dotyczących konstrukcji betonowych PN-EN 1992 oraz stalowych PN-EN 1993 pokazano na rys. 5a i b.

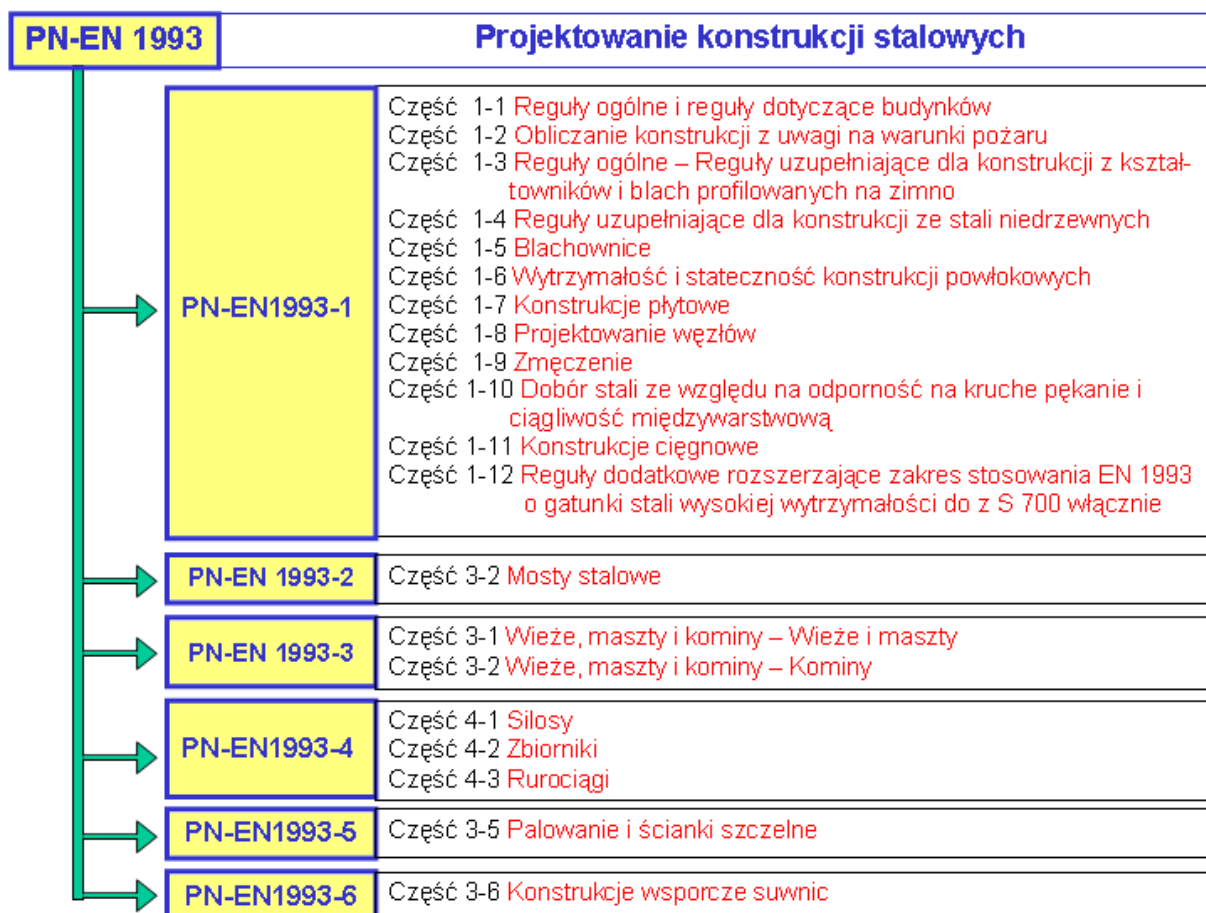


Rys. 5a. Schemat PN-EN 1993. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji z betonu

- Eurokody jako normy europejskie (EN) stanowią wspólne dokumenty odniesienia
- do wykazywania zgodności obiektów budowlanych z wymaganiami bezpieczeństwa (w zakresie nośności, stateczności, zagrożenia pożarowego, wymagań dotyczących wyrobów budowlanych);
  - ustalenia podstaw do zawierania kontraktów – przy opracowywaniu specyfikacji technicznych do umów na roboty budowlane i usługi inżynierskie;
  - ustalenia podstawy opracowywania zharmonizowanych specyfikacji technicznych dotyczących wyrobów budowlanych (norm EN i aprobat technicznych ETA).

Eurokody poszczególnych krajów Unii Europejskiej zawierają pełny tekst (dosłowne tłumaczenie bez żadnych zmian) Eurokodów i ich Załączników w postaci opublikowanej przez CEN. Mogą one być poprzedzone krajową stroną tytułową i krajowym wstępem, a także mogą być uzupełnione Załącznikiem Krajowym, zawierającym wszystkie

specyficzne zmiany wartości liczbowych w postaci parametrów ustalonych przez krajowe władze normalizacyjne (w przypadku Polski przez Polski komitet Normalizacyjny). Zwykle dotyczą one wartości charakterystycznych różnic w warunkach klimatycznych (np. obciążenia śniegiem, wiatrem), wyboru poziomu bezpieczeństwa z uwagi na trwałość konstrukcji oraz ogólnie klas (materiałów i konstrukcji), lub stosowanych metod obliczeń.



Rys. 5b. Schemat PN-EN 1993. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych

Załączniki Krajowe nie mogą zmieniać lub modyfikować treści poszczególnych Eurokodów z wyjątkiem wyraźnie wskazanych sytuacji, kiedy możliwy jest „wybór” parametrów ustalonych przez krajowe organizacje normalizacyjne. Na przykład w EN 1990 wszystkie częściowe współczynniki bezpieczeństwa podano w postaci symboli, których zalecane wartości podano w „uwagach”. W takim przypadku w Załączniku Krajowym można: albo podać zalecane wartości, albo podać wartości alternatywne na

podstawie krajowych doświadczeń i tradycji projektowania. Wobec tego Załączniki Krajowe poszczególnych krajów Unii Europejskiej będą się różnić, gdyż zawierają postanowienia przewidziane do stosowania w projektowaniu obiektów budowlanych realizowanych na terytorium danego kraju. Dlatego np. inżynier angielski, który projektuje obiekt zlokalizowany w Polsce będzie musiał stosować Krajowe Załączniki polskie, a polski inżynier projektujący budynek w Niemczech zastosuje Krajowe Załączniki niemieckie.

Większość Eurokodów (PN-EN) już ustanowiono i mają one status norm polskich. Aktualnie występuje koegzystencja dotychczasowych norm krajowych PN-B i polskich wersji Eurokodów PN-EN. Przewiduje się, że w najbliższym czasie ze zbioru norm krajowych zostaną wycofane wszystkie normy PN-B, które będą rozbieżne z Eurokodami.

### **1.3. Podstawy projektowania konstrukcji budowlanych według PN-EN 1990**

#### **1.3.1. Wprowadzenie**

Niezawodność jest zasadniczym kryterium jakości i głównym postulatem formowanym w projektowaniu, realizacji i eksploatacji budowli. W popularnym rozumieniu termin ten oznacza jej zdolność do spełniania przyjętych wymagań przede wszystkim wytrzymałościowych i użytkowych, w określonych warunkach i określonym czasie.

Problem zapewnienia niezawodności użytkowania obiektów budowlanych istnieje odkąd człowiek zaczął je wznosić. Ten oczywisty wymóg społeczny znalazł swoje uregulowanie prawne już w Kodeksie Hammurabiego (w 18. wieku p.n.e.). Jednak dopiero w 20. wieku rozwój mechaniki budowli, wytrzymałości materiałów, teorii sprężystości i plastyczności, a także identyfikacji obciążeń umożliwił poznanie zachowania się konstrukcji i ekonomiczne ich projektowanie z uwzględnieniem postulatu niezawodności. Właśnie te zagadnienia – metodologiczne zasady projektowania konstrukcji, ujęto w PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji. Zawiera ona pryncypia dotyczące zagadnień niezawodności i bezpieczeństwa konstrukcji budowlanych, gdyż podano w niej zasady i wymagania dotyczące oceny nośności, użyteczności i trwałości konstrukcji. Ma ona charakter imperatywny w stosunku do pozostałych Eurokodów. Dlatego jej postanowienia muszą być przestrzegane w PN-EN 1991÷PN-EN 1999. Od jej przestudiowania należy rozpocząć zapoznanie się z Eurokodami.



Jej treść obejmuje między innymi zasady i wymagania dotyczące:

- sposobów oceny prognozy obciążeń i oddziaływań konstrukcji,
- metod szacowania wytrzymałości materiałów, elementów i konstrukcji,
- identyfikacji modelu materiału i zachowania się konstrukcji,
- sposobów określania kombinacji oddziaływań (ustalenia efektów oddziaływań),
- metod sprawdzania nośności i sztywności konstrukcji,
- wymagań dotyczących trwałości konstrukcji.

Podano w niej również ogólne zasady projektowania i weryfikowania konstrukcji z uwzględnieniem aspektów geotechnicznych, doświadczalnej weryfikacji nośności oraz oceny niezawodności metodami probabilistycznymi,

Zasady projektowania konstrukcji budowlanych według PN-EN 1990 nawiązują do koncepcji stanów granicznych według metody współczynników częściowych.

### **1.3.2. Podstawy metodologiczne metody stanów granicznych i współczynników częściowych**

Konstrukcje i elementy konstrukcji należy zaprojektować, zrealizować i utrzymywać w taki sposób, aby w zamierzonym okresie użytkowania (przewidzianym w projekcie, np. dla budynków mieszkalnych jest to 50 lat), z należyтым poziomem niezawodności i bez nadmiernych kosztów, przejmowała wszystkie oddziaływania i wpływy, które mogą wystąpić podczas wykonania (budowy) i użytkowania. Ponadto powinny pozostawać przydatne do przewidzianego w projekcie okresie użytkownika i nie powinny wykazywać uszkodzeń w stopniu nieproporcjonalnym do pierwotnej przyczyny w wyniku takich wydarzeń jak powódź, obsunięcie terenu, pożar, wybuch, uderzenie itp. W tym celu według PN-EN 1990 należy zapewnić jej odpowiednią:

- nośność (wytrzymałość – zdolność przenoszenia oddziaływań, a także odporność ogniową),
- użytkownalność (zdolność użytkową w sensie sztywności),
- trwałość w projektowanym okresie użytkowania tj. kontrolowaną deteriorację (pogorszenie się stanu konstrukcji podczas jej eksploatacji) przez właściwe utrzymanie budowli w trakcie użytkowania eksploatacji,
- integralność strukturalna, czyli nieuleganie nadmiernym zniszczeniom w wypadku zdarzeń wyjątkowych (np. wybuch, uderzenie) tj. nie uleganie zniszczeniom, których konsekwencje (szkody) byłyby niewspółmierne do początkowej przyczyny.

Stany graniczne to takie stany, po przekroczeniu których konstrukcja nie spełnia wymienionych wymagań wytrzymałościowych i użytkowych (przestaje spełniać swoje funkcje lub przestaje odpowiadać założonym kryteriom projektowym). Ogólnie można stwierdzić, że osiągając stan graniczny konstrukcja zagraża bezpieczeństwu (zostaje wyczerpana jej wytrzymałość) lub przestaje spełniać wymagania użytkowe. Stąd różni się stany graniczne:

- nośności (związane z katastrofą lub innymi podobnymi postaciami zniszczenia konstrukcji) oraz
- użyteczności (stany odpowiadające warunkom, po przekroczeniu których konstrukcja przestaje spełniać stawiane jej wymagania użytkowe).

Kanwą metodologiczną sprawdzania niezawodności konstrukcji budowlanych według PN-EN 1990 stanowi metoda stanów granicznych i współczynników częściowych.

Efekt oddziaływań  $E$  w postaci sił wewnętrznych tj. momentów zginających  $M_E$ , sił podłużnych  $N_E$ , sił poprzecznych  $V_E$  oraz ugięć  $y$ , to wynik działania na konstrukcję obciążeń  $F_i$ :

- stałych (np.  $G$  - ciężaru własnego, instalacji itp.) oraz
- zmiennych ( $Q$  - obciążenia: użytkowego, śniegiem, technologicznego, oddziaływania: wiatru, temperatury itp.).

Nośności  $R$  przekrojów oraz elementów konstrukcji (np. na zginanie  $M_R$ , na rozciąganie  $N_R$ , na ściskanie  $N_{Rb}$ , na ścinanie  $V_R$ ) zależą od cech wytrzymałościowych materiału i charakterystyk geometrycznych przekrojów.

Konstrukcje uznaje się za bezpieczną, gdy jej efekty oddziaływań  $E$  są mniejsze od nośności  $R$ . Warunek bezpieczeństwa konstrukcji opisuje zależność

$$E \leq R, \quad (1)$$

O bezpieczeństwie decydują dwa globalne parametry: efekty obciążeń działających na konstrukcję  $E$  oraz jej nośność  $R$ . Charakter zarówno efektu oddziaływań  $E(\omega)$  jak i nośności konstrukcji  $R(\omega)$  jest losowy (gdzie  $\omega$  - wartość losowa). Wynika to z faktu, że m.in. obciążenia działające na konstrukcję (np. od ciężaru własnego, śniegu, wiatru, obciążenia użytkowego itd.), jak i wytrzymałość materiałów (betonu,

stali, muru, drewna itd.), których są one wykonane, mają charakter zmiennych losowych, tzn. podlegają pewnym rozrzutom (losowej zmienności).

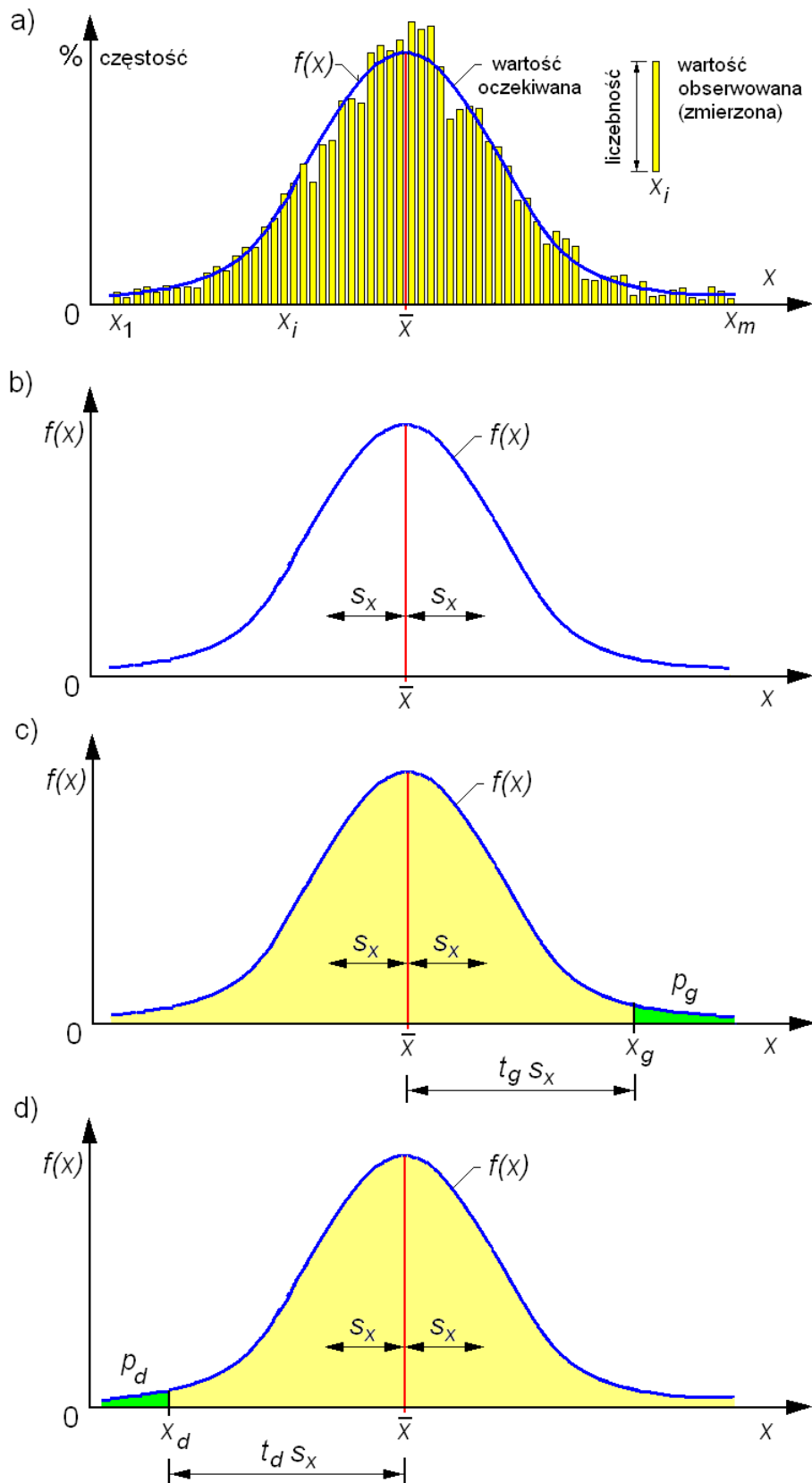
W celu uzyskania obiektywnych informacji o losowych właściwościach  $x(\omega)$  (np. o obciążeniach, parametrach wytrzymałościowych materiałów lub konstrukcji, wielkościach geometrycznych przekrojów elementów itp.) należy zaplanować badania eksperymentalne lub prowadzić obserwacje (np. w przypadku obciążeń klimatycznych). Z tych badań doświadczalnych cech losowych jednostek otrzymujemy wielkości – zmienne losowe  $x_i$ . Rozkład liczebności zbioru  $n_i$  o liczebności  $x_i$  przedstawia wykres na rys. 6a, który nazywa się histogramem. Aproksymację histogramu przedstawia funkcja rozkładu zmiennej losowej  $f(x)$ .

Gdy zmienna losowa  $x$  jest ciągła, wówczas histogram (rys. 6a) zamienia się w funkcję ciągłą gęstości prawdopodobieństwa  $f(x)$  (rys. 6b). Funkcja rozkładu prawdopodobieństwa (rozkład prawdopodobieństwa)  $f(x)$  jest to funkcja określająca prawdopodobieństwo zdarzenia polegające na tym, że zmienna losowa przyjmie określoną wartość  $x_i$ .

W celu identyfikacji typu rozkładu badanej zmiennej losowej korzysta się z nieparametrycznych testów istotności. Polegają one na wstępnym założeniu typu rozkładu i weryfikacji przyjętej krzywej hipotetycznej dla założonego poziomu dokładności opisu badanego zjawiska. W technice wiele właściwości opisuje się rozkładem normalnym.

Parametrami probabilistycznymi rozkładów zmiennych losowych są stałe wielkości charakteryzujące funkcję tego rozkładu. W przypadku rozkładu normalnego zmiennej losowej są to:  $\bar{x}$  - wartość średnia oraz  $s_x$  - odchylenie standardowe. Wielkością pochodną od tych parametrów jest współczynnik zmienności  $v_x = s_x / \bar{x}$ , który jest miarą rozrzutu badanej losowej wielkości.

Ważną rolę w analizach probabilistycznych spełniają kwantyle zmiennej losowej. Wartość  $x_p$  nazywa się kwantylem  $p$ -tego rzędu ( $0 < p < 1$ ) zmiennej losowej  $x$ , która spełnia nierówności  $\Pr\{x \leq x_p\} \geq p$  oraz  $\Pr\{x \geq x_p\} \geq 1 - p$  ( $\Pr$  – prawdopodobieństwo zdarzenia). Na rys. 6c pokazano kwantyl górny  $x_g$  o prawdopodobieństwie jego przekroczenia (wystąpienia większej wartości)  $p_g$ , czyli o ryzyku jego przekroczenia  $r_g$ , na rys. 6d zaś pokazano kwantyl dolny  $x_d$  o prawdopodobieństwie wystąpienia mniejszej wartości  $p_d$ , czyli o ryzyku zaistnienia niższej wartości  $r_d$ .

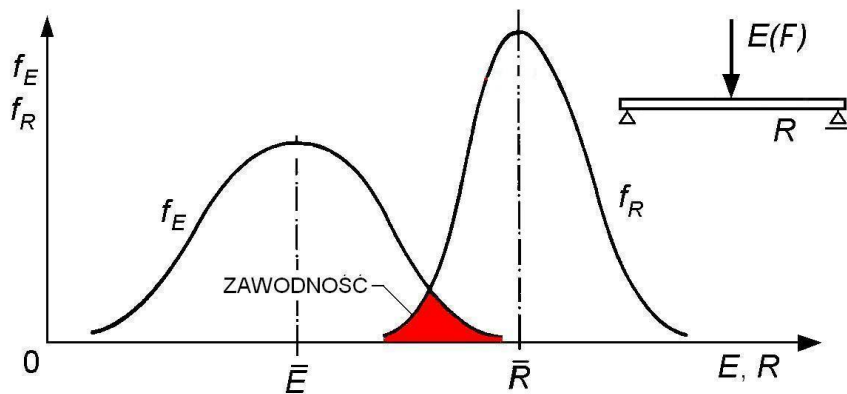


Rys. 6. Histogram zmiennej losowej  $x$  (a), funkcja prawdopodobieństwa zmiennej losowej  $f(x)$  (b), kwantyle zmiennej losowej: górny  $x_g$  (c) oraz dolny  $x_d$  (d)

W przypadku analizy bezpieczeństwa konstrukcji budowlanych ich parametry losowe np. wartości średnie  $\bar{E}$ ,  $\bar{R}$  oraz odchylenie standardowe  $s_E$ ,  $s_R$  - charakteryzujące zmienność losowych obciążeń  $E(\omega)$  jak i nośności konstrukcji  $R(\omega)$  określa się doświadczalnie, na podstawie odpowiednio dużej liczby pomiarów i badań (np. w przypadku obciążeń klimatycznych wieloletnich obserwacji). Otrzymane wyniki statystyczne są opisywane odpowiednimi krzywymi rozkładu (np. normalnego, logarytmiczno-normalnego, Gumbela, Weibulla).

Pomierzone doświadczalnie wartości parametrów obciążeń i wytrzymałości odbiegają od charakteryzujących je wartości średnich. Chcąc zapewnić bezpieczeństwo projektowanej konstrukcji należy się liczyć z losowym charakterem efektu oddziaływań  $E(\omega)$  oraz nośności konstrukcji  $R(\omega)$  i odpowiednio to uwzględnić w wykonywanych obliczeniach oceniających jej niezawodność.

Na rys. 7 pokazano funkcje: losowego efektu oddziaływań  $E(\omega)$  i losowej nośności elementu konstrukcji  $R(\omega)$ . Z analizy tego rysunku wynika, że wyczerpanie nośności elementu konstrukcji (stan graniczny) może mieć miejsce wówczas, gdy – zgodnie z ogólnym warunkiem bezpieczeństwa – efekty oddziaływań  $E(\omega)$  osiągną wartość co najmniej równą wartości nośności  $R(\omega)$  (zakreskowane pole na rys. 7 ilustruje prawdopodobieństwo zniszczenia elementu konstrukcji).



Rys. 7. Analiza niezawodności elementu konstrukcji

W probabilistycznym ujęciu niezawodność definiuje się jako prawdopodobieństwo niezniszczenia  $p_{f1}$ , tj. że losowa nośność konstrukcji  $R(\omega)$  jest większa od losowych efektów oddziaływań od  $E(\omega)$ . Probabilistyczna miara bezpieczeństwa wynosi:

$$p_{f1} = \Pr\{R(\omega) > E(\omega)\} , \quad (2)$$

gdzie:  $\Pr\{.\}$  - prawdopodobieństwo.

Prawdopodobieństwo niezniszczenia jest obiektywną probabilistyczną miarą bezpieczeństwa konstrukcji. Jednak nie jest ona akceptowana przez inżynierów (zarówno ze złożoności jak i braku pełnych danych statystycznych rozkładów wszystkich parametrów losowych do takich obliczeń). Inżynierowie preferują miarę bezpieczeństwa o wydźwięku deterministycznym.

Metodę stanów granicznych według współczesnych norm projektowania należy kojarzyć z próbą uwzględnienia niekorzystnych losowych ( $\omega$ ) odchyłeń efektów oddziaływań  $E(\omega)$  i nośności  $R(\omega)$  od ich wartości oczekiwanych. Odchylenie losowe ( $\omega$ ) to takie któremu można przypisać określone prawdopodobieństwo. Częściowe wprowadzenie do podstaw projektowania i kalibrowania współczynników bezpieczeństwa pojęć probabilistycznych z rachunku prawdopodobieństwa jest jednym z powodów, że metodę stanów granicznych w ujęciu według Eurokodów zalicza się do metod półprobabilistycznych. Mimo, iż w tych normach wykorzystano wyniki badań statystycznych (np. wytrzymałość materiałów, oddziaływań), to sformułowano ją tak, że nie trzeba znać rachunku prawdopodobieństwa ani statystyki matematycznej, aby ją zrozumieć i stosować.

Trudności stojące na przeszkodzie we wprowadzeniu w pełni probabilistycznych metod oceny bezpieczeństwa nie wykluczają możliwości wykorzystania pewnych elementów probabilistyki w metodach oceny niezawodności konstrukcji, które można wprowadzić do praktyki projektowej. Do takich metod należy półprobabilistyczna metoda stanów granicznych i częściowych współczynników, którą przyjęto w PN-EN 1990 do oceny bezpieczeństwa konstrukcji. Założenia tej metody są bardzo proste.

Bezpieczeństwo konstrukcji jest zagrożone wówczas, gdy jednocześnie występują duże oddziaływania i niskie wytrzymałości. Dlatego przyjmuje się, że w stanie granicznym nośności projektowana konstrukcja podlegać będzie działaniu odpowiednio dużych obciążeń, a jej nośność będzie odpowiednio niska. Wartości efektów oddziaływań i nośności przyjmowane do oceny bezpieczeństwa konstrukcji, powinny być przy tym dobierane odpowiednio do charakteryzujących je rozrzutów (losowości) oraz przy założeniu bardzo niskiego prawdopodobieństwa ich wystąpienia (niskiego ryzyka). Wartości obliczeniowe tych parametrów ustala się dwuetapowo.

W I etapie obliczeń wyznacza się wartości charakterystyczne efektów oddziaływań  $E_k$ , tj. „maksymalne” prognozowane obciążenia przy założonym ryzyku ich przekroczenia (kwantyle górne) i wartości charakterystyczne nośności  $R_k$ , tj. minimalne prognozowane wytrzymałości materiałów przy przyjętym ryzyku ich zmniejszenia (kwantyle dolne). W celu zapewnienia konstrukcji wymaganego bezpieczeństwa, przed wprowadzeniem tych wielkości do obliczeń wyężenia konstrukcji w stanie granicznym nosności, w II etapie dodatkowo są one odpowiednio podwyższane (obciążenia) lub obniżane (wytrzymałość) drogą mnożenia lub dzielenia częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa  $\gamma_i$  (gdzie  $\gamma_i \geq 1,0$ ).

Częściowe współczynniki bezpieczeństwa  $\gamma_i$  są dobierane arbitralnie, z uwzględnieniem rozrzutu (losowości) jakim charakteryzuje dany parametr.

Wynikiem naturalnego dążenia do budowania konstrukcji o losowej nośności  $R(\omega)$  większej od efektów oddziaływania na nią losowego obciążenia  $E(\omega)$  jest zagwarantowanie odpowiedniego *zapasu* nośności konstrukcji, to jest zagwarantowanie odpowiedniej „odległości” pomiędzy maksymalnym efektem oddziaływań a minimalną nośnością. Tak definiowane bezpieczeństwo konstrukcji, opiera się na koncepcji „najśłabszego ogniwa w łańcuchu”, czyli na założeniu, że o niezawodności decyduje minimalna losowa nośność oraz maksymalne losowe obciążenie. Te wartości „progowe” efektu oddziaływań i nośności są ich wartościami charakterystycznymi.

Skoro i obciążenia i wytrzymałości materiałów są zmiennymi losowymi, to ich wartości charakterystyczne ustala na podstawie statystycznego rozkładu wyników badań. Bezpieczeństwo konstrukcji jest zagrożone wówczas, gdy jednocześnie występują duże oddziaływania i niskie wytrzymałości. Dlatego ich wartości charakterystyczne (zakładając rozkłady normalne analizowanych zmiennych losowych) można oszacować

- w przypadku efektu oddziaływań  $E_k$  (jako kwantyl górny o prawdopodobieństwie jego przekroczenia  $p_E$ ; o ryzyku jego przekroczenia  $r_E$ ) ze wzoru:

$$E_k = \bar{E} + t_{E} S_E, \quad (3)$$

- w przypadku nośności  $R_k$  (jako kwantyl dolny o prawdopodobieństwie wystąpienia niższej wytrzymałości  $p_R$ ; o ryzyku mniejszej nośności  $r_R$ ) ze wzoru:

$$R_k = \bar{R} - t_R s_R, \quad (4)$$

gdzie:

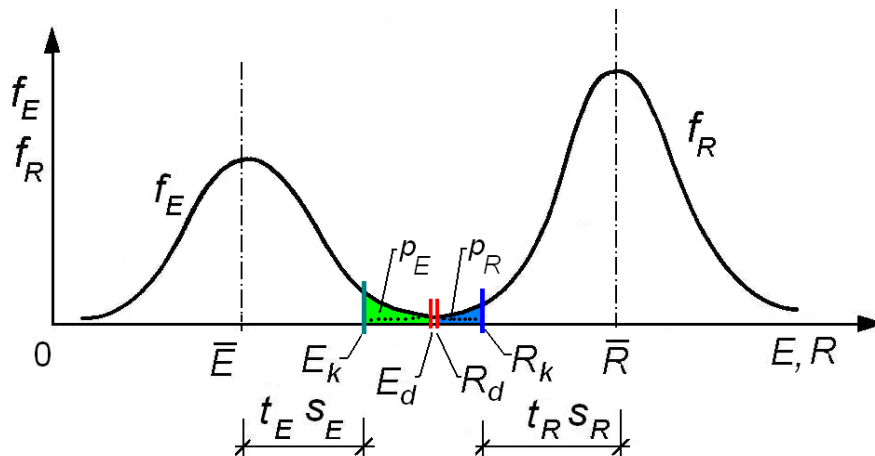
$E_k, R_k$  - wartości charakterystyczne odpowiednio efektu oddziaływań oraz nośności,

$\bar{E}, \bar{R}$  - wartość średnia odpowiednio efektu oddziaływań oraz nośności,

$s_E, s_R$  - odchylenie standardowe odpowiednio efektu oddziaływań oraz nośności,

$t_E, t_R$  - argument rozkładu, zależny od założonego ryzyka oceny odpowiednio efektu oddziaływań oraz nośności.

Schemat analizy zapasu bezpieczeństwa według metody współczynników częściowych pokazano na rys. 8. Szacowanie bezpieczeństwa konstrukcji na podstawie kwantyli nośności i efektu oddziaływań łączy deterministyczne i probabilistyczne miary niezawodności.



Rys. 8. Analizy zapasu bezpieczeństwa według metody współczynników częściowych

Na konstrukcję zazwyczaj oprócz ciężaru własnego  $F_i = G$  może oddziaływać kilka obciążeń zmiennych  $F_i = Q$  (obciążenie użytkowe, obciążenie śniegiem, oddziaływanie wiatru itp.). Analizując bezpieczeństwo konstrukcji należy ustalić taką kombinację równoczesnego występowania obciążeń stałych i zmiennych, która wywoła najniekorzystniejsze jej wyłączenie. Stąd charakterystyczny efekt oddziaływań jest funkcją kombinacji charakterystycznych obciążeń (stałych i zmiennych) konstrukcji  $E_k(F_{k,i})$ .

W półprobabilistycznej metodzie stanów granicznych i współczynników częściowych bezpieczeństwo konstrukcji ocenia się na podstawie kwantyli wartości charakterystycznych obciążeń  $E_k(F_{k,i})$  i kwantyli wartości charakterystycznych nośności  $R_k$



oraz cząstkowych współczynników bezpieczeństwa odnoszących się odpowiednio do: obciążeń  $\gamma_F$  i nośności  $\gamma_R$  (gdzie  $(\gamma_F, \gamma_R) \geq 1,0$ ). Współczynniki bezpieczeństwa  $\gamma_F$  i  $\gamma_R$  zostały wykalibrowane oddzielnie dla obciążeń i nośności.

W ocenie bezpieczeństwa konstrukcji w stanie granicznym nośności losowy charakter zmienności obciążeń uwzględnia się przez zwiększenie ich współczynnikiem obciążeń  $\gamma_{F,i}$  (mnożnikiem) i wartość obliczeniowa efektu oddziaływań  $E_d$  wynosi:

$$E_d = E_k(F_{k,i} \cdot \gamma_{F,i}), \quad (5)$$

losowość wytrzymałości zaś ocenia się przez jej zmniejszenie współczynnikiem nośności  $\gamma_R$  (dzielnikiem) i obliczeniowa nośność  $R_d$  wynosi:

$$R_d = R_k \left( \frac{R_k}{\gamma_R} \right), \quad (6)$$

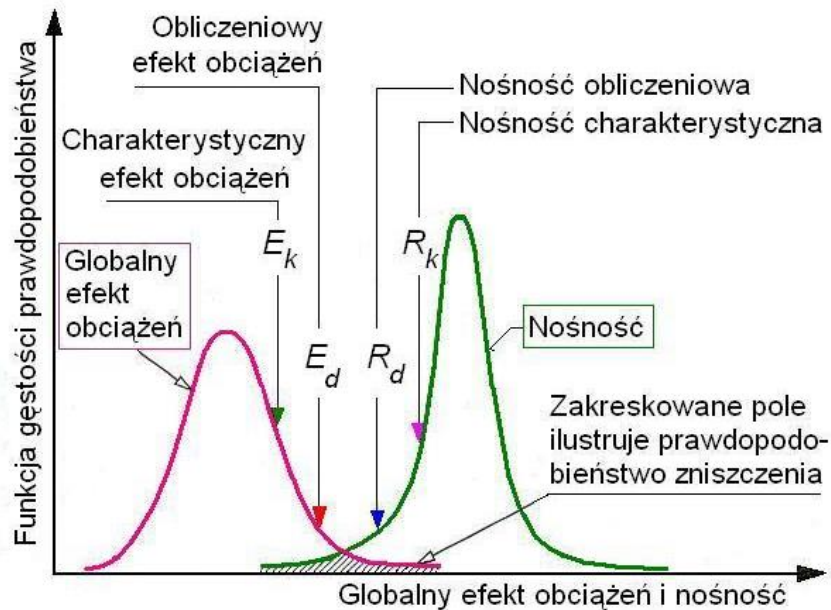
W stanie granicznym nośności konstrukcję uważa się za bezpieczną, gdy obliczeniowe efekty oddziaływań  $E_d$  są mniejsze od obliczeniowej nośności  $R_d$  (rys. 8, 9), czyli, gdy jej stopień wyężenia  $E_d/R_d$  jest mniejszy od 1. Ocenę bezpieczeństwa konstrukcji wyraża zależność:

$$\frac{E_d}{R_d} = \frac{E_k(F_{k,i} \cdot \gamma_{F,i})}{R_k \left( \frac{R_k}{\gamma_R} \right)} \leq 1. \quad (7)$$

Schemat analizy bezpieczeństwa w półprobabilistycznej metodzie stanów granicznych nośności i współczynników częściowych pokazano na rys. 9.

Stany graniczne użyteczności odnoszą się do analizy zawodności konstrukcji w aspekcie wymagań dotyczących ugięć, przemieszczeń, rozwarości rys, drgań itp. Przekroczenie wartości dopuszczalnych ww. wielkości nie powoduje awarii lub katastrofy konstrukcji. Stąd zapas bezpieczeństwa konstrukcji wymagany w przypadku stanu granicznego użyteczności nie musi być tak duży, jak w przypadku stanu granicznego nośności. Dlatego też w ocenie stanów granicznych użyteczności konstrukcji przyjmuje się charakterystyczne wartości efektów oddziaływań  $E_k(F_{k,i})$  (bez

współczynników obciążeń ( $\gamma_{F,i}$ ) oraz charakterystyczne parametry wytrzymałościowe ustroju nośnego.



Rys. 9. Schemat analizy bezpieczeństwa w stanie granicznym nośności według metody współczynników częściowych

Rozdzielenie globalnego współczynnika bezpieczeństwa  $n$  (stosowanego w metodzie naprężeń dopuszczalnych oceny niezawodności) na częściowe współczynniki  $\gamma_F$  i  $\gamma_R$  (w rzeczywistości istnieje ich sprzężenie) stanowi podstawę półprobabilistycznej miary bezpieczeństwa przyjętej w obowiązujących normach projektowania konstrukcji.

Sposób podejścia do zagadnienia analizy bezpieczeństwa konstrukcji w półprobabilistycznej metodzie stanów granicznych i współczynników częściowych umożliwia uwzględnienie specyfiki nośności granicznej ustroju w różnych stanach wyężenia (rozciąganie, utrata stateczności ogólnej, utrata stateczności lokalnej, zmęczenie) oraz indywidualnego charakteru obciążeń projektowanej budowli (różną losową zmiennością oddziaływań na budowlę). Takich możliwości uwzględnienia indywidualnych cech nośności i obciążenia konstrukcji nie stwarzała metoda naprężeń dopuszczalnych, gdzie przyjmuje się dla różnych ustrojów i różnie obciążonych budowli wspólny współczynnik bezpieczeństwa. Graficzną ilustrację (7) analizy bezpieczeństwa w półprobabilistycznej metodzie stanów granicznych konstrukcji budowlanych pokazano na rys. 9.

W aplikacyjnym ujęciu tej metody w PN-EN 1990 częściowe współczynniki bezpieczeństwa oddziaływań  $\gamma_F$  oraz nośności  $\gamma_R$  występują w postaci wielu cząstkowych współczynników np. współczynniki obciążenia  $\gamma_{F,i}$ , współczynniki konsekwencji zniszczenia  $K_{F,i}$ , jednoczesności działania obciążeń  $\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,i}$ ,  $\psi_{2,i}$  i współczynniki materiałowe dotyczące np.: betonu  $\gamma_C$ , stali konstrukcyjnej  $\gamma_{M0} \div \gamma_{M7}$ , stali zbrojeniowej  $\gamma_s$  oraz jako nie jawne w różnych modelach obliczeniowych.

Zgodnie z przyjętą zasadą wszystkie wartości charakterystyczne powinny być wyznaczone w oparciu o statystyczne krzywe rozkładu, ustalone dla każdego z parametrów na podstawie odpowiednio licznych wyników pomiarów (badań).

Wg postanowień PN-EN 1990 wartości charakterystyczne obciążeń np. oddziaływań klimatycznych (śniegu, wiatru, temperatury) ustala się przy założeniu, że prawdopodobieństwo przekroczenia jego części zmiennej wynosi  $p_E = 0,02$ , czyli ryzyko wystąpienia oddziaływania większego wynosi  $r_E = 2\%$ . Jest to równoważne średniej wartości okresu powrotu 50 lat dla części zmieniającej się w czasie. Przez okres powrotu rozumie się średni przedział czasu między kolejnymi przekroczeniami (zwykle przewyższeniami) określonych wartości. Okres powrotu nie oznacza periodiczności pojawiania się określonych wartości, ani nie precyzuje, kiedy ich przekroczenie może nastąpić. Może to być w dowolnym roku użytkowania konstrukcji, może się także zdarzyć, że takiego przekroczenia nie będzie w całym rozpatrywanym okresie 50 lat.

Wartości charakterystyczne obciążeń i oddziaływań  $F_{k,i}$  podano w różnych częściach PN-EN 1991 *Oddziaływania na konstrukcje*.

Jeśli w PN-EN 1990÷PN-EN 1999 nie podano inaczej to: kiedy dolna właściwość materiału (wytrzymałość) jest niekorzystna, to jej wartość charakterystyczną  $R_k$  ustala się jako kwantyl dolny o prawdopodobieństwie  $p_R = 0,05$ , czyli ryzyko wystąpienia niższej wytrzymałości wynosi  $r_R = 5\%$ . Wartości charakterystyczne właściwości materiałów  $R_k$  podano w Eurokodach PN-EN 1991÷PN-EN 1999.

### 1.3.3. Projektowanie konstrukcji budowlanych według PN-EN 1990

#### 1.3.3.1. Sprawdzenie stanów granicznych

W ocenie jakości konstrukcji uwzględnia się kryteria: funkcjonalności (spełnienie wymagań związanych z funkcją i sposobem użytkowania obiektu), efektywności (oce-

na poprawności i adekwatności zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych obiektu w aspekcie techniczno-ekonomicznym) oraz niezawodności - zapewnienie bezpieczeństwa obiektu; jest to **nadrzędny** postulat jakościowy.

**Niezawodność konstrukcji** jest to jej zdolność do jej bezawaryjnego funkcjonowania w przewidzianym, tzw. projektowanym okresie użytkowania. Jest ona zasadniczym kryterium jakości i głównym (normatywnym) postulatem formułowanym w odniesieniu do konstrukcji.

**Projektowy okres użytkowania** jest to przyjęty w projekcie przedział czasu, w którym konstrukcja ma być użytkowana zgodnie z zamierzonym przeznaczeniem i przewidzianym utrzymaniem, bez potrzeby napraw. Zgodnie z PN-EN 1990 jest on przyjmowany stosownie do rodzaju obiektu budowlanego wedle pięciu kategorii (1÷5) poczynając od konstrukcji tymczasowych (kategoria do 10 lat) a kończąc na budynkach monumentalnych (kategoria do 100 lat). W przypadku zwykłych, powszechnie stosowanych konstrukcji budowlanych zalecany projektowy okres użytkowania wynosi 50 lat. Orientacyjny projektowe okresy użytkowania podano w tabl. 1.

Tabl. 1. Orientacyjny projektowy okres użytkowania wg PN-EN 1990

Kategoria projektowego okresu użytkowania	Orientacyjny projektowy okres użytkowania [lata]	Przykłady
1	10	Konstrukcje tymczasowe*
2	od 10 do 25	Wymienialne części konstrukcji np. belki podsuwnicowe, łożyska
3	od 15 do 30	Konstrukcje rolnicze i podobne
4	50	Konstrukcje budynków i inne konstrukcje zwykłe
5	100	Konstrukcje budynków monumentalnych, mosty i inne konstrukcje inżynierskie

\* Konstrukcje lub ich części, które mogą być demontowane w celu ponownego zamontowania, nie należy uważać za konstrukcje tymczasowe

Konstrukcję należy zaprojektować oraz wykonać w taki sposób, aby w prognozowanym okresie użytkowania, z należyтым poziomem niezawodności i bez nadmiernych kosztów eksploatacji: przejmowała wszystkie oddziaływania oraz wpływy, których pojawienia się można oczekiwać podczas jej wykonania i użytkowania i pozostała przydatna do przywidzianego w projekcie okresu użytkowania. Praktycznie oznacza to, że należy zagwarantować konstrukcji należyty

- nośność (niezbędną wytrzymałość, a także odporność ogniową),

- użyteczność (m.in. odpowiednią sztywność) oraz
- trwałość.

W aspekcie **trwałości**, konstrukcje należy w taki sposób projektować, aby zmiany następujące w projektowanym okresie użytkowania, z uwzględnieniem wpływów środowiska i przewidywanego poziomu utrzymania, nie obniżyły właściwości użytkowych konstrukcji poniżej zamierzonego poziomu.

Warunki środowiskowe należy określić na etapie projektowania, a stopień degradacji można ocenić na podstawie obliczeń, badań doświadczalnych, wcześniejszych realizacji lub kombinacji tych podejść.

Podstawę metodologiczną sprawdzanie niezawodności konstrukcji wg PN-EN 1990 stanowi metoda stanów granicznych i współczynników częściowych.

Rozróżnia się stany graniczne:

- nośności, związany z katastrofą lub inną formą zniszczenia konstrukcji nośnej; jest to tzw. I stan graniczny,
- użyteczności, po przekroczeniu których konstrukcja przestaje spełniać stawiane jej wymagania użytkowe np.: deformacje, drgania; jest to tzw. II stan graniczny.

Stany graniczne dotyczące bezpieczeństwa ludzi i/lub bezpieczeństwa konstrukcji są stanami granicznymi nośności, które w PN-EN 1990 oznaczono ULS (skrót ULS od angielskiego *ultimate limit states* - stan graniczny nośności). W niektórych okolicznościach należy zaliczyć do stanów granicznych nośności też stany graniczne dotyczące ochrony zawartości budynku (np. magazyn leków o dużej wartości materialnej).

W projektowaniu metodą stanów granicznych należy rozpatrzyć wszystkie możliwe sytuacje obliczeniowe i oddziaływania oraz wykazać, iż żaden z właściwych stanów granicznych nie jest przekroczony. Na przykład, gdy analizuje się stan graniczny związany z transformacją konstrukcji w mechanizm zniszczenia, to należy wykazać, że jego powstanie nie jest możliwe przed osiągnięciem wartości obliczeniowych sił wewnętrznych większych niż parametry nośności ustroju przy zadanym obciążeniu.

Należy sprawdzać następujące stany graniczne ULS oraz formy zniszczenia:

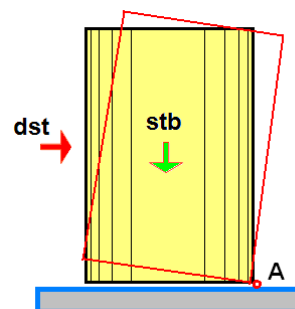
- ULS – EQU - utrata równowagi konstrukcji lub jakiegokolwiek jej części, uważanej za ciało sztywne (np. przewrócenie),
- ULS – STR - zniszczenie na skutek nadmiernego odkształcenia, przekształcenia się w mechanizm, zniszczenia materiałowego, utratę stateczności konstrukcji lub jej części, łącznie z podporami i fundamentami,

ULS – GEO - zniszczenie lub nadmierne deformacje podłoża,

ULS – FAT - zniszczenie zmęczeniowe.

Przykład schematu sprawdzania utraty równowagi konstrukcji ULS – EQU („na wywrócenie”) pokazano na rys.10.

Rys. 10. Schemat sprawdzania utraty równowagi konstrukcji „na wywrócenie”

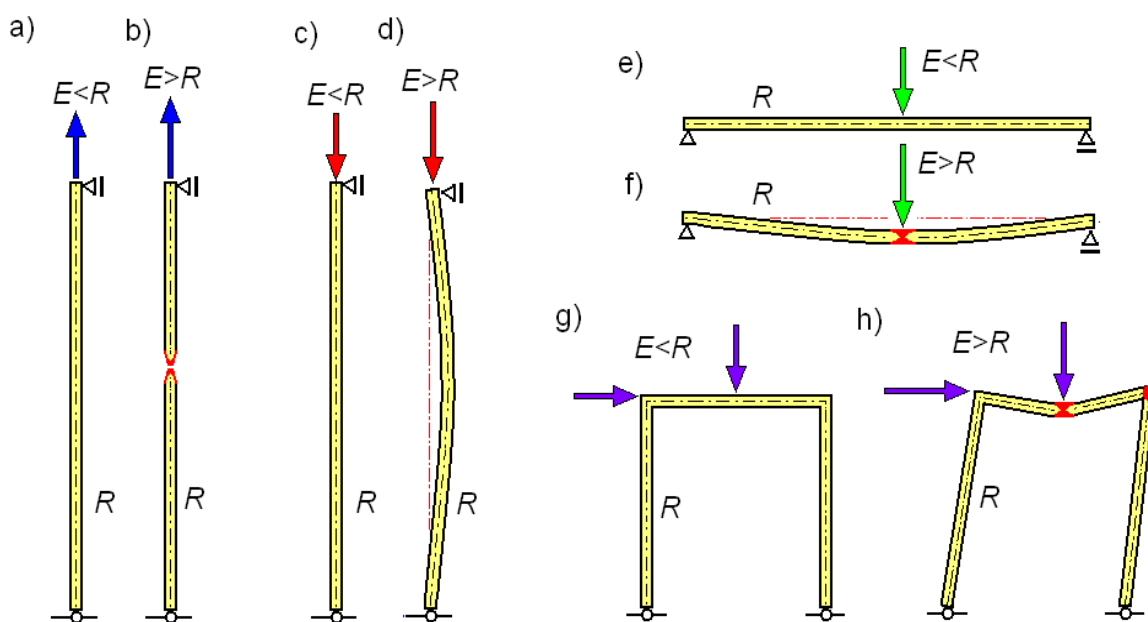


Jako miarodajne w ocenie stanu granicznego nośności ULS – EQU jest sprawdzenie warunku równowagi konstrukcji „na wywrócenie”:

$$E_{d,dest} \leq E_{d,stab} , \quad (8)$$

gdzie:  $E_{d,dest}$ ,  $E_{d,stab}$  - odpowiednio wartości obliczeniowe efektu oddziaływań destabilizujących i stabilizujących.

Przykłady wyczerpania stanu granicznego nośności prętów: rozciąganego (b), ściskanego (d), zginanego oraz ramy pokazano na rys. 11.



Rys. 11. Przykłady wyczerpania stanu granicznego nośności prętów: rozciąganego (b), ściskanego (d), zginanego oraz ramy

W przypadku oceny stanów granicznych ULS – STR oraz ULS – GEO kryteria nośności mają następującą postać:

$$E_d(F_d) \leq R_d, \quad (9)$$

gdzie:

$E_d(F_d)$  – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań tj. sił wewnętrznych w konstrukcji (np.  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ) obliczonych dla obciążeń obliczeniowych  $F_d$ ,

$R_d$  – wartość obliczeniowa odpowiedniej nośności konstrukcji (przekroju, elementu).

Ocenę bezpieczeństwa konstrukcji (8) oblicza się jako stopień wyężenia (wykorzystania) nośności jej przekrojów lub elementów ze wzoru:

$$\frac{E_d}{R_d} \leq 1. \quad (10)$$

Stan graniczny nośności zniszczenia zmęczeniowego ULS – FAT sprawdza się analizując wyężenie materiału ( $\Delta\sigma$ ,  $\Delta\tau$ ) w punkcie:

$$\Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_R, \quad \Delta\tau_E \leq \Delta\tau_R. \quad (11)$$

Rozpatrując stany graniczne użytkowości należy wykazać, że spełnione są odpowiednie kryteria dotyczące ugięć i deformacji, drgań i lokalnych uszkodzeń konstrukcji. Rozróżnia się odwracalne i nieodwracalne stany graniczne użytkowości.

Nieodwracalne stany graniczne użytkowości – stany graniczne, w których pewne konsekwencje oddziaływań, przekraczające określone wymagania użytkowe, pozostają po ustąpieniu tych oddziaływań.

Odwracalne stany graniczne użytkowości – stany graniczne, w których nie pozostają konsekwencje oddziaływań, przekraczające określone wymagania użytkowe po ustąpieniu tych oddziaływań.

Rozpatrując stany graniczne użytkowości należy wykazać, że spełnione są odpowiednie kryteria sztywności konstrukcji. Stany graniczne dotyczące:

- funkcji konstrukcji lub jego elementu w warunkach zwykłego użytkowania,
- komfortu użytkowników,
- wyglądu (ugięcia, rysy) obiektu budowlanego,

są stanami granicznymi użyteczności, które w PN-EN 1990 oznaczono SLS (skrót SLS od angielskiego *serviceability limit states* – stan graniczny użyteczności).

W ocenie stanu granicznego użyteczności należy analizować kryteria:

- ugięć, deformacji (wpływających na wygląd, komfort użytkowników lub funkcję konstrukcji – w tym funkcjonowanie urządzeń, np. „klinowanie się suwnicy”),
- drgań (powodujących dyskomfort ludzi lub/i ograniczających przydatność użytkową konstrukcji),
- lokalnych uszkodzeń (wpływających negatywnie na wygląd, trwałość lub funkcjonowanie konstrukcji).

Związane z użytecznością konstrukcji kryteria sztywności (ugięcia, deformacje, częstości drgań, lokalne uszkodzenia) sprawdza się ze wzoru

$$E_{k,ser}(F_k) \leq C_d, \quad (12)$$

gdzie:

$E_{k,ser}(F_k)$  – wartość efektu oddziaływań (parametry sztywnościowe obliczone dla obciążeń charakterystycznych  $F_k$ ),

$C_d$  – graniczna wartość obliczeniowa odpowiedniego parametru dotyczącego użyteczności.

Obliczenia należy wykonywać posługując się odpowiednimi modelami konstrukcji z uwzględnieniem istotnych zmiennych. Zaleca się, aby przyjmować modele konstrukcji pozwalające na określenie zachowania się konstrukcji z akceptowalną dokładnością. Zaleca się też, aby były one odpowiednie do rozważanych stanów granicznych. Modele konstrukcji powinny być ustalone zgodnie z uznaną teorią i praktyką inżynierską. Jeżeli zachodzi potrzeba, modele te powinny być weryfikowane doświadczalnie, (np.: jeśli nie można posłużyć się odpowiednim modelem obliczeniowym, gdy ma być zastosowana duża liczba tych samych elementów, a także w celu potwierdzenia założeń przyjętych w modelach obliczeniowych).

Sprawdzanie stanów granicznych, związanych z efektami zależnymi od czasu (np. zmęczenie materiału) powinno uwzględniać okres użytkowania konstrukcji obiektu.

Stany graniczne konstrukcji odnosić należy do analizowanych sytuacji obliczeniowych (trwałych, przejściowych, wyjątkowych, sejsmicznych).



### 1.3.3.2. Wartości obliczeniowe nośności i współczynniki częściowe

W uproszczonym ujęciu aplikacyjnym, nośność obliczeniową elementu według zasad przyjętych w Eurokodach można przedstawić w następującej postaci

$$R_d = a \cdot C \cdot \frac{f_k}{\gamma_{Rd}}, \quad (13)$$

gdzie:

$C$  – charakterystyka geometryczna przekroju pręta; np.  $C = A$  – w przypadku rozciągania ( $A$  – pole przekroju pręta),  $C = W$  – w przypadku zginania ( $W$  – wskaźnik zginania przekroju pręta),

$a$  – współczynnik modelu wyężenia elementu np. współczynnik wyboczeniowy,

$f_k$  – wartość charakterystyczna parametru wytrzymałościowego materiału,

$\gamma_{Rd}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa uwzględniający niepewność modelu nośności i odchyłek geometrycznych (do oceny stanu granicznego nośności).

Wartości charakterystyczne parametrów wytrzymałościowych materiałów  $f_k$  (np. wytrzymałość betonu  $f_{ck}$ , wytrzymałości stali zbrojeniowej  $f_s$ , granicy plastyczności stali  $f_y$ , wytrzymałości stali na rozciąganie  $f_u$ ) podano w PN-EN 1991÷PN-EN 1999.

Współczynnik częściowy bezpieczeństwa  $\gamma_{Rd}$  dotyczy przede wszystkim materiału. Jest on przyjmowany stosownie do zastosowanego rodzaju materiału (beton, stal, drewno itd.) oraz w zależności od analizowanego stanu wyężenia konstrukcji - według postanowień PN-EN 1992÷PN-EN 1999. Współczynnik częściowy bezpieczeństwa  $\gamma_{Rd}$  na przykład w przypadku konstrukcji:

- betonowych wg PN-EN 1992 przyjmuje się jako  $\gamma_C = 1,4$ ,
- stalowych wg PN-EN 1993 przyjmuje się jako  $\gamma_{M0}, \gamma_{M1}, \gamma_{M2}, \dots, \gamma_{M7} = 1,0 \div 1,25$ .

### 1.3.3.3. Rodzaje oddziaływań i ich współczynniki częściowe

Obciążenia oddziaływania (np. wiatru) i wpływy (np. temperatury) są to wszelkie działania fizyczne, które powodują powstanie bądź zmianę stanu wyężenia i odkształcenia konstrukcji (przekrojów, prętów, połączeń, itp.). Mogą być one klasyfikowane w różny sposób. Zależą one m.in. od sposobu użytkowania budowli przez ludzi,

procesów wytwórczych, np. przemysłowych, a także od warunków klimatycznych (śnieg, wiatr).

Zależnie od zmienności w czasie i sposobu działania, oddziaływania konstrukcji budowlanych według PN-EN 1990 dzieli się na:

- stałe  $G$  - w tym ciężar własny, a także oddziaływania pośrednie (np. nierównomierne osiadanie, skurcz  $P$ ),
- zmienne  $Q$  - użytkowe, technologiczne, śnieg, wiatr,
- wyjątkowe  $A$  - wybuchy, uderzenia, trzęsienie ziemi itp.

**Obciążenia stałe** to obciążenia, których wartość, kierunek i położenie pozostają niezmiennie w czasie użytkowania budowli, jej montażu lub remontu. Pochodzą one nie tylko od ciężaru konstrukcji, ale także przegród budowlanych, warstw izolacyjnych, wykończeniowych i stałych elementów wyposażenia. Określone je w PN-EN 1991-1-1.

**Obciążenia zmienne** mogą zmieniać wartość, kierunek lub położenie w czasie użytkowania budowli bądź w innym określonym okresie. Są określone w PN-EN 1991. Zależnie od długości okresów działania, obciążenia dzieli się na:

- w całości długotrwałe (np. ciężar własny urządzeń związanych na stałe z użytkowaniem budowli),
- w części długotrwałe (np. obciążenia stropów w pomieszczeniach mieszkalnych, magazynowych, przemysłowych),
- w części krótkotrwałe (np. obciążenia śniegiem, wiatrem, temperaturą pochodzenia klimatycznego).

**Obciążenia wyjątkowe**, to obciążenia, które mogą wystąpić w wyniku mniej prawdopodobnych zdarzeń w czasie użytkowania budowli. Zalicza się do nich obciążenia i oddziaływania spowodowane pożarem, wybuchem, powodzią, uderzeniem pojazdu, wstrząsami sejsmicznymi, itp.

Odmienny ważny podział obciążeń, który uwzględnia przede wszystkim sposób działania na konstrukcje i ewentualne ich skutki, to podział na obciążenia statyczne i obciążenia dynamiczne.

**Obciążenia statyczne**, to obciążenia których wartość zwiększa się powoli od zera do wartości końcowej i dalej nie zmienia się.

**Obciążenia dynamiczne** wywołują drgania konstrukcji; są zmienne w czasie, przy czym może to następować w sposób nagły (np. obciążenia udarowe) bądź okresowo zmienny (np. obciążenia od pracujących maszyn i urządzeń technologicznych, suwnic,

itp.). Skutki (naprężenia, przemieszczenia) obciążeń dynamicznych są większe niż skutki obciążeń statycznych o tej samej wartości.

Praktycznie w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych uwzględnia się wyłącznie styczne działanie obciążeń (obciążenia dynamiczne zastępuje się zwiększonymi, zastępczymi obciążeniami statycznymi o wartościach równoważnych co do skutków). Wartości zastępczych obciążeń statycznych na ogół określa się na podstawie obliczeń dynamicznych. Można je też w określonych sytuacjach ustalić mnożąc wartości obciążeń statycznych przez tzw. współczynniki dynamiczne.

Wartości charakterystyczne obciążeń  $F_k$  (stałych  $G_k$ , zmiennych  $Q_k$ , wyjątkowych  $A_k$ ) określono w PN-EN 1991 lub są ustalone na podstawie wymiarów elementów i ciężarów objętościowych poszczególnych materiałów bądź wg danych producenta.

Do sprawdzenia stanów granicznych konstrukcji konieczna jest jej analiza, która powinna być spójna z przyjętymi założeniami oraz odpowiadać zachowaniu projektowanego obiektu. Jako podstawowe rodzaje analizy PN-EN 1990 wymienia: analizę statyczną (liniową lub nieliniową), analizę dynamiczną, analizę w sytuacji pożarowej, a także obliczenia wspomagane badaniami.

Dla potrzeb oceny prognozowanego wyężenia konstrukcji, w kontekście oddziaływań oraz ich **kombinacji** bada się **sytuacje obliczeniowe**.

Na konstrukcję może działać równocześnie kilka różnych rodzajów obciążeń. Należy dokonać wyboru możliwych układów różnych obciążeń uwzględniając przy tym, że niektóre z nich mogą nie występować jednocześnie lub zmieniać miejsce przyłożenia. Obliczenia statyczne wykonuje się z uwzględnieniem najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń, które wyznacza się na podstawie zaleceń podanych w PN-EN 1990.

**Kombinacja oddziaływań** – to zbiór wartości obliczeniowych przyjętych do sprawdzenia niezawodności konstrukcji, kiedy w rozpatrywanym stanie granicznym występują jednocześnie różne oddziaływania (w celu wyznaczenia np. maximum-maximorum sił wewnętrznych w przekrojach krytycznych ustroju).

Oddziaływania w wielu przypadkach, a także właściwości konstrukcji zmieniają się wraz z czasem. Te zmiany zachodzące podczas całego okresu użytkowania konstrukcji powinny być uwzględnione w postaci odrębnych sytuacji obliczeniowych, z których każda odpowiada określonemu przedziałowi czasu i odnośnym zagrożeniom, warunkom i stosownym stanom granicznym. W związku z tym wymagane jest oddzielne

sprawdzenie niezawodności w każdej sytuacji obliczeniowej, przy odpowiednim uwzględnieniu skutków niespełnienia wymagań.

**Sytuacje obliczeniowe** – to zbiór warunków fizycznych, reprezentujących rzeczywiste warunki w określonym przedziale czasowym, dla którego wykazuje się w obliczeniach, że odpowiednie stany graniczne nie zostały przekroczone.

Rozróżnia się sytuacje obliczeniowe:

- **trwałą** (użytkowanie obiektu zgodne z przeznaczeniem) – której miarodajny czas trwania jest tego samego rzędu co planowany okres eksploatacji ustroju,
- **przejściową** (chwilowe warunki podczas budowy i naprawy) – o dużym prawdopodobieństwie wystąpienia, której czas trwania jest znacznie krótszy niż przewidziany okres użytkowania konstrukcji,
- **wyjątkową** (wyjątkowe warunki: pożar, uderzenie, wybuch) – odnosząca się do wyjątkowych warunków użytkowania konstrukcji lub jej eksploatacji,
- **sejsmiczną** – uwzględniająca trzęsienie ziemi.

Sytuacje trwałe i przejściowe są traktowane jako występujące z całą pewnością. Sytuacje wyjątkowe, co wynika z definicji, zachodzą ze stosunkowo niskim prawdopodobieństwem podczas obliczeniowego okresu użytkowania konstrukcji.

Rzeczywiste obciążenia działające na konstrukcję mogą się różnić od wartości charakterystycznych. Różnice te mogą być spowodowane np. wykonaniem elementów konstrukcji o wymiarach, nieco różniących się od projektowanych, zastosowaniem materiałów o ciężarze objętościowym różnym od przewidywanego, zużyciem maszyn i urządzeń obciążających dynamicznie konstrukcję bądź wystąpieniem dużych opadów śniegu, wiatrów huraganowych, itp. Tę losowość oddziaływań uwzględnia się w analizie stanu granicznego nośności przyjmując wartości obliczeniowe obciążeń.

**Wartości obliczeniowe obciążeń**  $F_d$  uwzględniają wymienione różnice możliwe do wystąpienia w przewidywanym czasie użytkowania konstrukcji. Według PN-EN 1990 są określone zależnościami

$$F_d = \gamma_{F,i} F_{rep,i}, \quad (14)$$

gdzie:

$F_{rep,i}$  – odpowiednia wartość reprezentatywna oddziaływania obliczona ze wzoru

$$F_{rep,i} = \psi_i F_{k,i}, \quad (15)$$

$F_{k,i}$  – wartość charakterystyczna oddziaływania,

$\gamma_{F,i}$  – współczynnik częściowy dla oddziaływań, uwzględniający możliwość niekorzystnych odchyżeń wartości oddziaływań od wartości reprezentatywnych,

$\psi_i$  – współczynniki kombinacyjne oddziaływań zmiennych:  $\psi_i = 1,0$  lub  $\psi_0$  - dla wartości kombinacyjnej,  $\psi_1$  - dla wartości częstej i  $\psi_2$  - dla wartości prawie stałej.

W kombinacji oddziaływań wyróżnia się jedno główne (wiodące) oddziaływanie zmienne  $Q_{k,1}$  i związane oddziaływania zmienne (inne niż główne)  $Q_{k,i}$ .

Reprezentatywną wartością oddziaływania głównego (wiodącego) jest jego wartość charakterystyczna  $Q_{k,1}$  (dla której należy przyjąć  $\psi = 1,0$ ).

Reprezentatywne wartości związanych (towarzyszących obciążeniu głównemu) oddziaływań zmiennych, są odniesione do wartości charakterystycznej oddziaływania głównego  $Q_{k,i}$ , za pomocą współczynników jednoczesności działania obciążeń  $\psi_i$  (o charakterze redukcyjnym; tabl. 2). Wartościami reprezentatywnymi obciążenia zmiennego są:

- wartość kombinacyjna:  $\psi_0 Q_k$  – stosowana przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności i nieodwracalnych stanów granicznych użyteczności,
- wartość częsta:  $\psi_1 Q_k$  – stosowana przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności z uwzględnieniem oddziaływań wyjątkowych i przy sprawdzaniu odwracalnych stanów granicznych,
- wartość quasi-stała:  $\psi_2 Q_k$  – stosowana przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności z uwzględnieniem oddziaływań wyjątkowych STR i przy sprawdzaniu nieodwracalnych stanów granicznych użyteczności. Wartości quasi-stałe są stosowane w obliczeniach efektów długotrwałych.

Tabl. 2. Zalecane wartości współczynników kombinacyjnych  $\psi_i$  wg PN-EN 1990

Oddziaływania	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Obciążenie zmienne w budynkach mieszkalnych	0,7	0,5	0,3
Obciążenie zmienne w budynkach biurowych	0,7	0,5	0,3
Obciążenie powierzchni magazynowych	1,0	0,9	0,8
Obciążenie śniegiem w miejscowościach położonej na wysokości $H > 1000$ m ponad poziomem morza	0,7	0,5	0,2
Obciążenie śniegiem w miejscowościach położonej na wysokości $H < 1000$ m ponad poziomem morza	0,5	0,2	0
Obciążenie wiatrem	0,6	0,2	0

Wartości współczynników  $\psi_i$  podano w Załączniku A1 w PN-EN 1990 i PN-EN 1991 lub w innych odpowiednich normach obciążeń. Mogą też być ustalone przez inwestora, lub projektanta w porozumieniu z inwestorem. Ich wartości mogą też być określone w Załączniku Krajowym PN-EN 1990. W tabl. 2 podano wybrane wartości tych współczynników wg PN-EN 1990.

#### **1.3.3.4. Kombinacje oddziaływań**

Wymiarowanie konstrukcji jest to sprawdzenie, czy obliczone najniekorzystniejsze siły wewnętrzne nie są większe od nośności elementów wynikające z założonych wstępnie wymiarów ich przekrojów poprzecznych oraz cech wytrzymałościowych przyjętych materiałów. Kontrolę stopnia wyężenia konstrukcji (10) („wykorzystania” nośności) przeprowadza się w przekrojach (w miejscach ekstremalnych sił wewnętrznych, połączeniach, węzłach, stykach montażowych) lub elementach (belkach, słupach) krytycznych (niebezpiecznych). Przekroje lub elementy krytyczne to takie, w których na wskutek przyrostu obciążeń dochodzi do wyczerpania nośności, prowadzącego do zamiany konstrukcji w ustrój geometrycznie zmienny (awarii lub katastrofy). Do wykonania tego etapu obliczeń niezbędna jest znajomość sił wewnętrznych w całej konstrukcji.

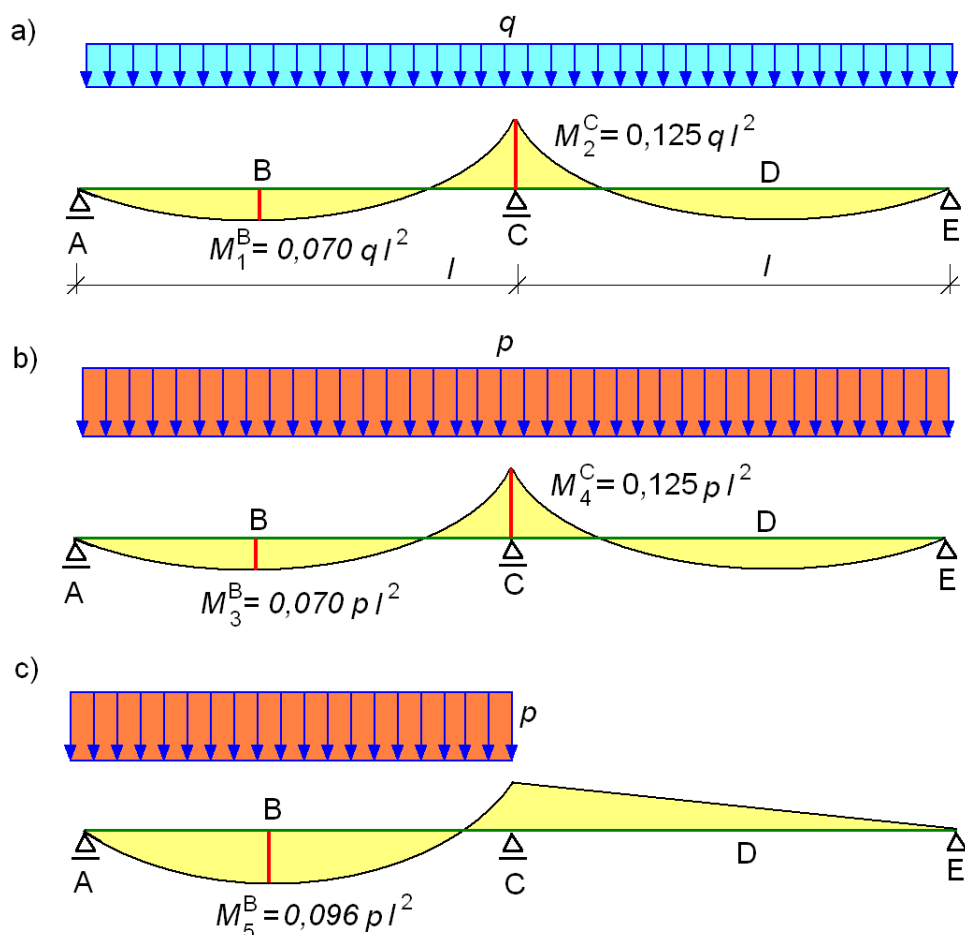
Przypadki obciążeń konstrukcji obejmują szczególne usytuowanie obciążeń zmiennych (oraz stałych), które są uwzględniane w obliczeniach (na konstrukcję może działać równocześnie kilka różnych rodzajów obciążeń). W ocenie wyężenia oddziaływania zmienne powinny być tak usytuowane, aby wywołać najniekorzystniejsze skutki w konstrukcji, w analizowanym stanie granicznym. Dlatego należy dokonać wyboru możliwych układów różnych obciążeń uwzględniając przy tym, że niektóre z nich mogą nie występować jednocześnie lub zmieniać miejsce przyłożenia. Obliczenia statyczne wykonuje się z uwzględnieniem najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń.

Kombinacja oddziaływań stanowi zbiór wartości obliczeniowych do sprawdzenia niezawodności konstrukcji, pod równoczesnym wpływem różnych oddziaływań.

Ostatecznym celem obliczeń statycznych jest wyznaczenie najniekorzystniejszych (ekstremalnych) sił wewnętrznych w charakterystycznych tzw. krytycznych przekrojach konstrukcji. Wyznacza się je dla najniekorzystniejszego układu obciążeń analizowanego ustroju. W sytuacji, gdy na konstrukcję i działa kilka różnych obciążeń zmiennych

nych należy ustalić kombinację najniekorzystniejszych schematów obciążeń, tj. takich, które wywołują maksymalne wyężenia (nie należy dokonywać prostego sumowania wszystkich możliwych oddziaływań). Kombinację schematów obciążeń należy ustalać indywidualnie dla każdego przekroju analizowanej konstrukcji. Nie można bowiem ustalić jednej wspólnej kombinacji obciążeń zmiennych, efektem działania której będzie równoczesne ekstremalne wyężenie wszystkich badanych przekrojów krytycznych konstrukcji. W związku z tym należy wyznaczyć wartości sił wewnętrznych w charakterystycznych przekrojach konstrukcji od każdego z występujących obciążeń osobno, a następnie przeprowadzić kojarzenie (sumowanie) dla ustalenia maksymalnych wyężień przekrojów i elementów krytycznych ustroju. Powyższy fakt sprawia, iż należy wykonać obliczenia statyczne konstrukcji osobno dla obciążeń stałych i osobno dla każdego z jej obciążeń zmiennych.

Zagadnienie kojarzenia obciążeń zostanie zilustrowane na przykładzie belki dwuprzęsłowej obciążonej obciążeniem stałym  $q$  oraz zmiennym  $p$  (rys. 12).



Rys. 12. Schematy obciążeń dwuprzęsłowej belki

W celu wyznaczenia maksymalnego wyężenia przekroju C nad podporą pośrednią belki, należy zsumować momenty zginające od ciężaru wianego  $q$  (schemat a) na rys. 12) oraz od występowania obciążenia zmiennego  $p$  na jej obu przęsłach (schemat b) na rys. 12). Ten moment zginający wynosi  $M_{\max}^C = M_2^C + M_4^C = 0,125(g + p)l^2$ .

W przypadku ustalania maksymalnego wyężenia przekroju BC w przęśle belki, należy zsumować momenty zginające od ciężaru wianego  $q$  (schemat a) na rys. 12) oraz od występowania obciążenia zmiennego  $p$  na jednym przęśle (schemat c) na rys. 12). Ten moment zginający wynosi  $M_{\max}^B = M_1^B + M_5^B = 0,125gl^2 + 0,096pl^2$ .

Ponadto należy zwrócić uwagę, że kryteria „sumowania” obciążeń poszczególnych przekrojów krytycznych mogą być odmienne. Na przykład sprawdzając nośność pręta rozciąganego należy przyjąć taką kombinację obciążeń, w której wystąpi maksymalna siła rozciągająca  $N_{t,Ed}$ , analizując zaś jego wyboczenie, należy przyjąć inną kombinację obciążeń, w której wystąpi największa siła ściskająca  $N_{c,Ed}$ . Z kolei sprawdzając jego połączenie z fundamentem istotna jest m.in. minimalna siła podłużna  $N_{\min,Ed}$  i maksymalny moment zginający  $M_{Ed}$ .

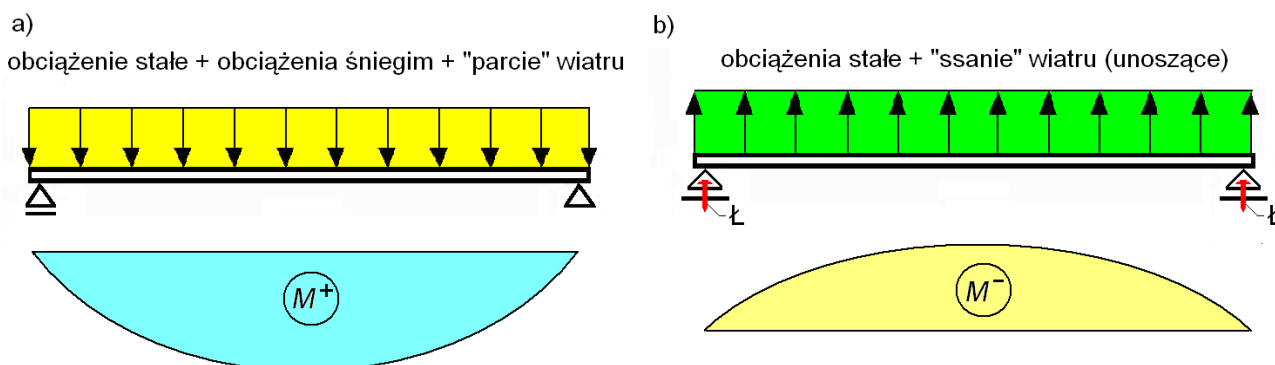
Tylko w nielicznych przypadkach jest wiadome, który układ obciążeń spowoduje najniekorzystniejszy stan wyężenia konstrukcji. Do określenia maksymalnych wartości sił wewnętrznych, dochodzi się drogą prób przez kojarzenie równoczesnego występowania obciążeń ustroju. Należy dokonać wyboru schematów różnych obciążeń uwzględniając przy tym, że niektóre z nich mogą nie występować jednocześnie, zmieniać położenie, a także sprawdzić czy są realne. Na przykład wiatr nie może równocześnie obciążać obiektu z prawej i lewej strony, a obciążenie od ciężaru własnego występuje zawsze w kombinacji obciążeń mimo, iż nie uwzględnienie go w analizie daje niekorzystniejsze wyężenie ustroju. Realność kombinacji obciążeń polega więc na logicznym uwzględnieniu możliwości równoczesnego działania lub nie występowania różnych zmiennych obciążeń.

Kombinację obciążeń, dla której występuje jej ekstremalne wyężenie lub przemieszczenie, należy ustalić indywidualnie dla badanego elementu konstrukcji oraz analizowanej sytuacji obliczeniowej. Na przykład kombinacja obciążeń stałego i zmiennych, która wywołuje ekstremalne wyężenie blachy fałdowej obudowy dachu jest inna niż dla rygła kratowego dachu tego budynku. Ponadto analizując bezpieczeństwo i wytrzymałość blachy fałdowej jej przekrój poprzeczny dobiera się na pod-



stawie np. wyężenia od cięężaru własnego, śniegu i parcia wiatru, łączniki Ł zaś mocujące blachę fałdową do konstrukcji wsporczej, oblicza się na siły od cięężaru własnego i ssania wiatru (rys. 13). W tym przypadku są to dwie różne kombinacje obciążeń dla jednego elementu.

Podsumowując należy stwierdzić, iż przeprowadzenie analizy występowania ekstremalnych efektów działania obciążeń na konstrukcję, należy poprzedzić ustaleniem schematów i parametrów każdego z występujących obciążeń osobno, a następnie przeprowadzić analizę dla ustalenia maksimum-maksimum wyężenia elementów.



Rys. 13. Schematy obciążeń dachowej blachy fałdowej; Ł - połączenie

### 3.3.5. Obliczeniowe efekty oddziaływań w stanie granicznym nośności

W Załączniku A1 w PN-EN 1990 (o charakterze normatywnym) *Postanowienia dotyczące budynków* podano: reguły i metody ustalania kombinacji oddziaływań, zalecane wartości obliczeniowe oddziaływań: stałych, zmiennych i wyjątkowych oraz współczynników  $\psi_i$  w obliczeniach budynków. Podano je w tablicach A1.1, A1.2(A) (zestaw A), A1.2(B) (zestaw B), A1.2(C) (zestaw C), A1.3 i A1.4.

Postępowanie w ustaleniu podstawowej kombinacji oddziaływań przedstawiono na przykładzie stanu granicznego STR według tabl. A1.2(B) (zestaw B).

W celu ustalenia miarodajnych do projektowania efektów oddziaływań bada się kombinacje obciążeń w analizowanej sytuacji projektowej. W kombinacji składowych oprócz oddziaływań stałych, uwzględnia się główne (wiodące) oddziaływanie zmienne (bez redukcji;  $\psi_0 = 1,0$ ) oraz towarzyszące, zredukowane oddziaływania zmienne ze współczynnikami  $\psi_{0,i} < 1,0$ .

Zgodnie z PN-EN 1990 (według tabl. A1.2(B) – *Wartości obliczeniowe oddziaływań (STR/GEO) (zestaw B)*) obliczeniowe efekty oddziaływań  $E_d$  na konstrukcje w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej ma następującą postać:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (16)$$

sprężenie                      towarzyszące oddziaływania zmienne  
↓    ↓  
↑    ↑  
oddziaływania stałe                      wiodące oddziaływanie zmienne

gdzie:

$G_{k,j}$  – charakterystyczne oddziaływanie stałe  $j$ ,

$P_k$  – charakterystyczne oddziaływanie sprężające,

$Q_{k,i}$  – charakterystyczne oddziaływanie zmienne  $i$ ,

$\gamma_{G,j}$  – współczynnik częściowy obciążenia stałego  $j$ ,

$\gamma_{Q,i}$  – współczynnik częściowy obciążenia zmiennego  $i$ ,

$\psi_{0,i}$  – współczynnik dla wartości kombinacyjnej zmiennego oddziaływania towarzyszącego,

"+" – oznacza należy uwzględnić „z”,

$\Sigma$  – oznacza łączny efekt oddziaływań.

Zalecane w PN-EN 1990 wartości współczynników obciążeń  $\gamma_i$  przy sprawdzaniu nośności w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej konstrukcji wynoszą:

$$\gamma_{Gj,\text{sup}} = 1,35, \quad (17)$$

$$\gamma_{Gj,\text{inf}} = 1,00, \quad (18)$$

$$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ (lub } 0), \quad (19)$$

gdzie:

$\gamma_{Gj,\text{sup}}$  – współczynnik obciążenia, gdy występuje niekorzystne oddziaływanie stałe – wartość wyższa (indeks *sup.* – od *superior*),

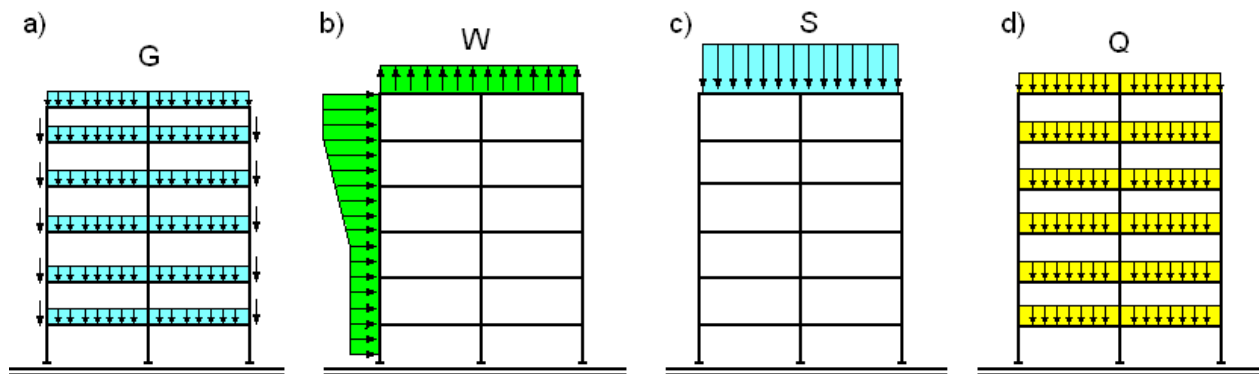
$\gamma_{Gj,\text{inf}}$  – współczynnik obciążenia, gdy występuje korzystne oddziaływanie stałe – wartość niższa (indeks *inf.* – od *inferior*).

Symbol "+" w (16) należy interpretować jako kombinację obciążeń konstrukcji, w celu ustalenia maksimum/maksimum sił wewnętrznych w przekrojach krytycznych ustroju nośnego. Ustala się je systematycznie analizując (16).

W przypadku typowych budynków (rys. 14), w których występują schematy:

- obciążenia stałe  $G$  (rys. 14a),
- obciążenie wiatrem  $W$  (rys. 14b),
- obciążenie śniegiem  $S$  (rys. 14c),
- obciążenie użytkowe  $Q$  (rys. 14d),

można wyróżnić 4 kombinacje podstawowe.



Rys.14. Schematy obciążeń budynku

W przypadku sprawdzania stanu granicznego nośności konstrukcji budynku pokazanego na rys. 14 w ustalaniu efektów działania obciążeń  $E_d$ , współczynniki obciążeń  $\gamma_i$  i współczynniki redukcyjne  $\psi_{0,i}$  (podane w nawiasach (19)-(22)) są następujące:

- kombinacja 1 – obciążenia stałe  $G$  + obciążenie wiatrem  $W$  jako wiodące + zredukowane zmienne obciążenia towarzyszące (śniegiem  $S$  i użytkowe  $Q$ ):

$$E_{d,1} = G \cdot (1,35) + W \cdot (1,50) + S \cdot (1,50 \cdot 0,5) + Q \cdot (1,50 \cdot 0,7), \quad (20)$$

- kombinacja 2 – obciążenia stałe  $G$  + obciążenie śniegiem  $S$  jako wiodące + zredukowane zmienne obciążenia towarzyszące (wiatrem  $W$  i użytkowe  $Q$ ):

$$E_{d,2} = G \cdot (1,35) + S \cdot (1,50) + W \cdot (1,50 \cdot 0,6) + Q \cdot (1,50 \cdot 0,7), \quad (21)$$

- kombinacja 3 – obciążenia stałe  $G$  + obciążenie użytkowe  $Q$  jako wiodące + zredukowane zmienne obciążenia towarzyszące (wiatrem  $W$  i śniegiem  $S$ ):

$$E_{d,3} = G \cdot (1,35) + Q(1,50) + W(1,50 \cdot 0,6) + S(1,50 \cdot 0,5), \quad (22)$$

- kombinacja 4 – minimalne obciążenia stałe  $G$  + maksymalne obciążenia wiatrem  $W$ :

$$E_{d,4} = G \cdot (1,00) + W \cdot (1,50), \quad (23)$$

Sprawdzając stan graniczny użyteczności w (19)÷(22) należy przyjąć współczynniki obciążeń  $\gamma_i = 1,00$  i współczynniki redukcyjne  $\psi_{0,i}$ .

Wyrażenie (16) jest zależnością podstawową w ocenie obliczeniowych efektów oddziaływań w przypadku STR i GEO. Jego stosowanie prowadzi z reguły do większego zużycia materiałów. Dlatego Załącznik Krajowy w PN-EN 1990 zaleca, aby przy sprawdzaniu stanów granicznych STR i GEO1 (według tabl. A1.2(B) – *Wartości obliczeniowe oddziaływań (STR/GEO) (zestaw B)*), w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej przyjmować jako miarodajną kombinację oddziaływań mniej korzystną z dwóch podanych poniżej:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (24)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \zeta_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (25)$$

gdzie:

$\zeta$  – współczynnik redukcyjny dla niekorzystnych obciążeń stałych; ( $\zeta = 0,85$ ),

$\psi_{0,1}$  – współczynnik dla wartości kombinacyjnej głównego oddziaływania zmiennego.

Przedstawione zasady określania wartości obliczeniowych oddziaływań dla STR i GEO podano w normatywnym Załączniku A1 (zestaw B) do PN-EN 1990.

Zasady określania wartości obliczeniowych oddziaływań dla EQU podano w normatywnym Załączniku A1 według tablicy A1.2(A) – *Wartości obliczeniowe oddziały-*

wań (EQU) (zestaw A) do PN-EN 1990. W tym przypadku obliczeniowe efekty oddziaływań  $E_d$  na konstrukcje można przedstawić w następującej postaci:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (26)$$

towarzyszące oddziaływania zmienne  
↓  
↑ ↑  
oddziaływania stałe     wiodące oddziaływanie zmienne

Zalecane wartości współczynników przy sprawdzaniu równowagi statycznej konstrukcji STR – EQU , gdy korzysta się z (26) wynoszą:

$$\gamma_{Gj,\text{sup}} = 1,10, \quad (27)$$

$$\gamma_{Gj,\text{inf}} = 0,90, \quad (28)$$

$$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ (lub } 0 \text{)}. \quad (29)$$

W przypadku, kiedy sprawdzenie równowagi statycznej STR – EQU uwzględnia także nośność elementów konstrukcji, można zamiast dwukrotnego sprawdzania według (24) i (25), dokonać sprawdzenia jednokrotnego według (16) z podanym niżej zestawem wartości zalecanych:

$$\gamma_{Gj,\text{sup}} = 1,35, \quad (30)$$

$$\gamma_{Gj,\text{inf}} = 1,15, \quad (31)$$

$$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ (lub } 0 \text{)}. \quad (32)$$

W przypadku wyjątkowej sytuacji projektowej należy zgodnie z PN-EN 1990 przyjmować kombinacje oddziaływań według tabl. A1.3 – *Wartości obliczeniowe oddziaływań przyjmowanych do wyjątkowej i sejsmicznych kombinacji oddziaływań*. Obliczeniowe efekty oddziaływań  $E_d$  na konstrukcje w można przedstawić w następującej postaci:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{11} \text{ lub } \psi_{21}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (33)$$

wyjątkowe
towarzyszące oddziaływania zmienne  
↓
↓  
↑
↑  
oddziaływania stałe
wiodące oddziaływanie zmienne

Należy zwrócić uwagę, że w przypadku wyjątkowej sytuacji projektowej w kombinacjach obliczeniowych nie uwzględnia się częściowych współczynników obciążeń  $\gamma_G, \gamma_Q$ .

W normatywnym Załącznik A1 do PN-EN 1990 podano osobne zasady ustalania wartości obliczeniowych dla oddziaływań geotechnicznych i nośności gruntu.

Obliczenia elementów konstrukcji (stóp fundamentowych, pali, ścian części podziemnych itp.) w stanie granicznym nośności (STR) uwzględniające oddziaływania geotechniczne i nośności gruntu (GEO) zaleca się sprawdzać posługując się jednym z trzech podejść, uzupełnionych w zakresie oddziaływań geotechnicznych i nośności, ustaleniami podanymi w PN-EN 1997 *Projektowanie geotechniczne*.

**Podejście 1** – Wartości obliczeniowe z tablicy A1.2(C) (zestaw C) i wartości obliczeniowe z tablicy A1.2(B) (zestaw B) stosuje się w oddzielnych obliczeniach, zarówno do oddziaływań geotechnicznych jak i innych oddziaływań działających na konstrukcję lub pochodzących od konstrukcji.

Zwykle obliczanie fundamentów przeprowadza się na podstawie tablicy A1.2(C) - *Wartości obliczeniowe oddziaływań (STR/GEO) (zestaw C)*, a nośność konstrukcji na podstawie tablicy A1.2(B) – *Wartości obliczeniowe oddziaływań (STR/GEO) (zestaw B)*.

Obliczeniowe efekty oddziaływań  $E_d$  na konstrukcje w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej według tablicy A1.2(C) można przedstawić w następującej postaci:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (34)$$

towarzyszące oddziaływania zmienne  
↓  
↑
↑  
oddziaływania stałe
wiodące oddziaływanie zmienne

Wartości częściowych współczynników obciążeń przy sprawdzaniu równowagi statycznej konstrukcji STR – EQU wynoszą:

$$\gamma_{Gj,sup} = \gamma_{Gj,inf} = 1,00, \quad (35)$$

$$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,30 \text{ (lub 0)}. \quad (36)$$

**Podejście 2** – Wartości obliczeniowe z tablicy A1.2(B) (zestaw B) stosuje się zarówno do oddziaływań geotechnicznych jak i innych oddziaływań.

**Podejście 3** – Wartości obliczeniowe z tablicy A1.2(C) (zestaw C) stosuje się do oddziaływań geotechnicznych i jednocześnie stosuje się częściowe współczynniki z tablicy A1.2(B) (zestaw B) do innych oddziaływań działających na konstrukcje lub pochodzących od konstrukcji.

### 1.3.3.6. Charakterystyczne efekty oddziaływań w stanie granicznym użyteczności

Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ma na celu przede wszystkim niedopuszczenie do wystąpienia nadmiernych przemieszczeń i drgań konstrukcji, utrudniających lub uniemożliwiających prawidłowe użytkowanie obiektu. W tej analizie ważne są skutki przemieszczeń i odkształceń konstrukcji, które mogą się objawiać w postaci:

- uszkodzenia lub zniszczenia innych części konstrukcji lub przyłączonego wyposażenia (np. pęknięcie szyb, tynków),
- utrudnienia lub uniemożliwienia użytkowania budowli zgodnie z jej założeniem funkcjonalnym (np. zakłócenie pracy maszyn i instalacji),
- drgań, oscylacji lub przechyłów, które powodują dyskomfort użytkowników budynku (złe samopoczucie człowieka) lub zniszczenie jego wyposażenia

a także wymóg nieprzekraczania dopuszczalnych przyspieszeń (drgań) oraz poziomu hałasu, które są określone przez przepisy służby zdrowia i bhp. W celu uniknięcia powyższych zjawisk konieczne jest ograniczenie: ugięć, deformacji, przechyłów i drgań.

Konstrukcje i ich elementy powinny być zaprojektowane tak, aby ww. parametry mieściły się w granicach uzgodnionych i przyjętych przez inwestora, projektanta, użyt-

kownika i kompetentne władze jako właściwe z punktu widzenia sposobu użytkowania i przeznaczenia obiektu, a także materiałów niekonstrukcyjnych. Według PN-EN 1990 wymagania dotyczące parametrów użytkowalności  $C_d$  powinny być ustalone niezależnie dla każdego projektu i uzgodnione z inwestorem lub odpowiednimi przepisami (normami) krajowymi. W ustalaniu parametrów użytkowalności (ugięć, przemieszczeń, drgań itp.) stosuje się kombinacje oddziaływań:

- charakterystyczną

$$E_{k,ser} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (37)$$

- częstą

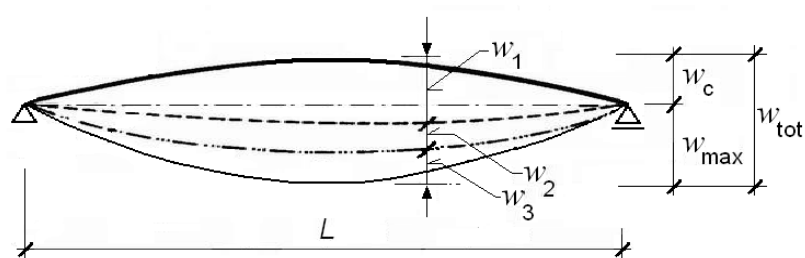
$$E_{k,ser} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (38)$$

- quasi-stałą

$$E_{k,ser} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (39)$$

W sprawdzeniu stanu granicznego użytkowalności konstrukcji należy wykazać prawdziwość (12).

Na rys. 15 pokazano sposób pomiaru ugięcia proponowany w PN-EN 1990.



- $w_c$  - strzałka odwrotna nieobciążonego elementu (podniesienie wykonawcze),
- $w_1$  - początkowa (nieodwracalna) część ugięcia pod obciążeniem stałym,
- $w_2$  - długotrwała (quasi-stała) część ugięcia pod obciążeniem stałym,
- $w_3$  - dodatkowa (odwracalna) część ugięcia pod obciążeniem zmiennym,
- $w_{tot}$  - ugięcie całkowite ( $w_1 + w_2 + w_3$ ),
- $w_{max}$  - pozostałe ugięcie całkowite z uwzględnieniem strzałki odwrotnej ( $w_{tot} - w_c$ )

Rys. 15. Rodzaje i wielkości ugięć elementów konstrukcji



Graniczne ugięcia i przemieszczenia poziome w nawiązaniu do PN-EN 1990 (wg Załącznik A rozdziale A1.4.3) powinny być ustalone niezależnie dla każdego projektu i uzgodnione z inwestorem lub odpowiednimi przepisami (normami) krajowymi oraz podane w specyfikacji projektowej.

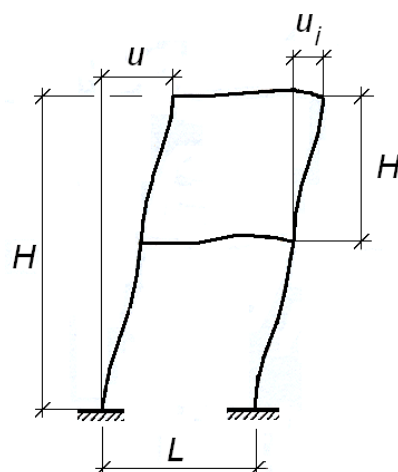
Na rys. 16 pokazano sposób pomiaru przemieszczeń poziomych w PN-EN 1990. Warunek przemieszczenia poziomego ram wielopiętrowych (głównie od działania wiatru) jest najczęściej istotny w budynkach wysokich. Ograniczenie przemieszczenia poziomego ma zapobiegać nadmiernym poziomym kołysaniom się ram. Powstają one pod wpływem składowej dynamicznej obciążenia wiatrem i źle wpływają na samopoczucie ludzi przebywających w budynku. Dlatego nadmierne poziome kołysania budynku mogą uniemożliwić jego normalną eksploatację.

Na przykład według PN-EN 1993-1-1 zaleca się, aby przemieszczenia poziome nie przekraczały wartości granicznych w układach:

- jednokondygnacyjnych  $H / 150$ ,
- wielokondygnacyjnych  $H / 500$ ,

gdzie:

$H$  - poziom rozpatrywanego rygla względem wierzchu fundamentu.



Rys. 16. Sposób pomiaru przemieszczeń poziomych

Aby osiągnąć zadawalające zachowania się w warunkach użytkowania budynków i elementów ich konstrukcji z uwagi na drgania, zaleca się między innymi, uwzględniania następujących aspektów:

- komfortu użytkowania,
- przydatności użytkowej konstrukcji (np. rysy w ściankach działowych, uszkodzenia okładzin, wrażliwość zawartości budynku na drgania).

W celu nieprzekroczenia stanów granicznych użytkowalności konstrukcji lub elementu konstrukcji z uwagi na drgania zaleca się utrzymanie częstości drgań własnych

konstrukcji lub elementów konstrukcji powyżej odpowiednich wartości, zależnych od przeznaczenia użytkowego budynku i źródła drgań, oraz uzgodnionych z inwestorem i/lub właściwymi władzami.

Jeśli częstość drgań własnych konstrukcji jest niższa od odpowiedniej wartości, zaleca się dokonanie bardziej szczegółowej analizy odpowiedzi konstrukcji, z uwzględnieniem tłumienia. Dodatkowe informacje dotyczące tego zagadnienia podano w PN-EN 1991-1-1, PN-EN 1991-1-4 oraz ISO 10137.

Do możliwych źródeł drgań, które zaleca się uwzględnić, należą kroki, zsynchronizowane poruszanie się ludzi, maszyny, przenoszone przez podłoże drgania wywołane przez ruch kołowy i oddziaływania wiatru. Zaleca się, aby inne źródła określone były dla każdego projektu i uzgodnione z inwestorem.

### **1.3.3.7. Założenia i zalecenia PN-EN 1990**

Projekt budowlany (zgodny z zasadami i regułami stosowania) uważa się za spełniający wymagania bezpieczeństwa pod warunkiem, że zostały w nim uwzględnione założenia podane w PN-EN 1990÷PN-EN 1999.

Założenia ogólne PN-EN 1990 są następujące:

- ustrój nośny został dobrany, a projekt konstrukcji opracowany, przez osoby o odpowiednich kwalifikacjach i doświadczeniu,
- roboty budowlane są wykonane przez osoby o odpowiednich umiejętnościach oraz doświadczeniu,
- zapewniony jest odpowiedni nadzór i kontrola jakości w trakcie wykonywania tj. w biurze projektów, w wytwórniach, zakładach i na budowie,
- stosowane są materiały budowlane i wyroby, zgodne z PN-EN 1990÷1999, z odpowiednimi normami dotyczącymi wykonania lub dokumentami odniesienia, lub zgodnie ze specyfikacjami technicznymi,
- konstrukcja będzie utrzymana w odpowiednim stanie technicznym,
- użytkowanie konstrukcji będzie zgodne z założeniami projektu.

Aby zminimalizować potencjalne zniszczenie konstrukcji budowlanej należy przyjąć jedno lub kilka z następujących zabezpieczeń:

- ograniczyć, eliminować lub redukować zagrożenia, na które może być narażona,
- wybrać ustrój nośny, który jest mało wrażliwy na rozpatrywane zagrożenie,
- przyjąć takie rozwiązania ustroju nośnego by przetrwał mimo awaryjnego uszkodzenia pojedynczego elementu lub pewnej jego części,
- unikać, tak dalece jak to możliwe, ustrojów konstrukcyjnych, które mogą ulec zniszczeniu bez uprzedzenia,
- wzajemnie powiązać (stężyć) elementy konstrukcji.

### 1.3.3.8. Zarządzanie niezawodnością

Główne przesłanki zapewnienie niezawodności konstrukcji według PN-EN 1990 to:

- projektowanie – zgodne z Eurokodami,
- wykonanie – zgodne z właściwymi normami przywołanymi w Eurokodach,
- zarządzanie – zorientowane na jakość tj. stosowanie odpowiednich procedur nadzoru i kontroli w całym procesie budowlanym.

W zarządzaniu niezawodnością konstrukcji można przyjmować różne jej poziomy. W wyborze poziomu niezawodności konstrukcji, uwzględniana się: możliwe przyczyny i/lub postacie stanów granicznych, możliwe konsekwencje zniszczenia takie jak zagrożenie życia, szkody, zranienia, straty materialne, reakcje społeczne na zaistniałe zniszczenia, a także koszty i procedury oraz postępowanie niezbędne z uwagi na ograniczenia ryzyka zniszczenia.

W zależności od rodzaju obiektu i konsekwencji zniszczenia jego ustroju nośnego przyjmuje się różne poziomy niezawodności. Można stosować zróżnicowane poziomy niezawodności w postaci 3. klas niezawodność (RCX), którym odpowiadają 3. klasy konsekwencji (CCX). Dla ustalonych klas RCX oraz CCX dobiera się:

- poziom nadzoru projektowania (DSLY) i
- poziom inspekcji wykonawstwa (ILY).

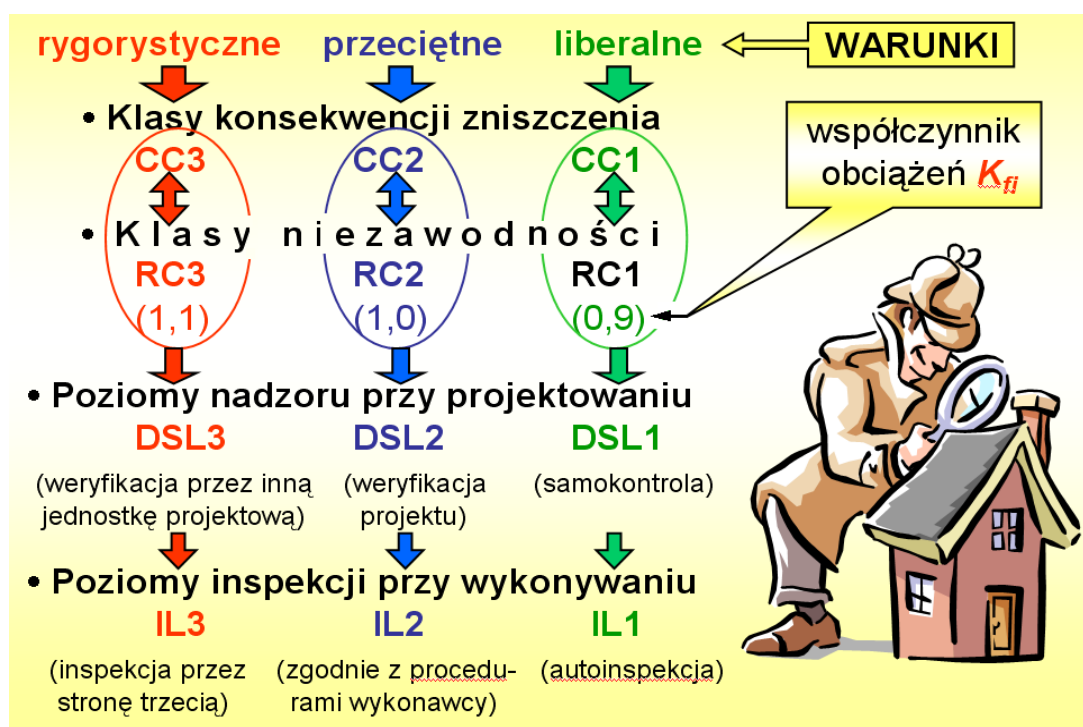
Zaleca się przy tym, aby poziom wymagań był nie niższy niż klasa niezawodności i konsekwencji ( $Y \geq X$ ) gdzie  $Y, X = 3, 2, 1$ . W zależności od uwarunkowań można przyjąć klasę niezawodności konstrukcji RC3 (zaostrzoną), RC2 (przeciętną) lub RC1 (niższą). W przypadku zwykłych, powszechnie stosowanych konstrukcji budowlanych przyjmuje się uwarunkowania przeciętne ( $Y = X = 2$ ).

Schemat identyfikacji klas niezawodności, konsekwencji zniszczenia i poziomów nadzoru projektowania i inspekcji wykonawstwa przedstawiono na rys. 17.

Klasy niezawodności konstrukcji i związane z nią wymagania dotyczące zapewnienia jakości w procesach projektowania i realizacji, powinny być zawczasu uzgodnione oraz sprecyzowane w specyfikacji projektu. W celu różnicowania niezawodności można ustalić, klasy konsekwencji zniszczenia konstrukcji (CCX), na podstawie analizy skutków jej zniszczenia lub nieprawidłowości funkcjonowania, które podano w tabl. 3.

Kryterium klasyfikacji konsekwencji jest ważne z uwagi na następstwa zniszczenia ustroju nośnego lub jego elementu konstrukcyjnego. W zależności od rodzaju konstrukcji i decyzji podjętych w projektowaniu, jej poszczególne elementy mogą być przyjęte w tej samej, wyższej lub niższej klasie konsekwencji niż cała konstrukcja.

Obliczeniowo różnicowanie klas niezawodności konstrukcji uzyskuje się za pomocą m.in. współczynników  $K_{Fi}$  do współczynników częściowych  $\gamma_F$  stosowanych w kombinacjach obciążeń podstawowych dla stałych sytuacji obliczeniowych. Wynoszą one  $K_{F1} = 0,9$  - dla RC1,  $K_{F2} = 1,0$  - dla RC2,  $K_{F3} = 1,1$  - dla RC3.



Rys. 17. Schemat identyfikacji klas niezawodności, klas konsekwencji zniszczenia oraz poziomu nadzoru projektowania i poziomu inspekcji wykonawstwa

Tabl. 3. Definicje klas konsekwencji zniszczenia konstrukcji wg PN-EN 1990

Klasa konsekwencji	Opis	Przykłady konstrukcji budowlanych i inżynierskich
CC3	Wysokie zagrożenie życia ludzkiego lub bardzo duże konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	Widownie, budynki użyteczności publicznej, których konsekwencje zniszczenia są wysokie
CC2	Przeciętne zagrożenie życia ludzkiego lub znaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	Budynki: użyteczności publicznej, mieszkalne, biurowe, których konsekwencje zniszczenia są przeciętne
CC1	Niskie zagrożenie życia ludzkiego, małe lub nieznaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	Budynki rolnicze, w których ludzie zazwyczaj nie przebywają oraz szklarnie

Zaleca się przyjęcie poziomów nadzoru projektowania oraz poziomów inspekcji wykonawstwa powiązanych z klasami niezawodności.

Przyjęte w PN-EN 1990 trzy poziomy nadzoru projektowania (DSLY) podano w tabl. 4. Poziomy DSLY powinny być powiązane z klasą niezawodności RCX oraz wdrożone za pomocą odpowiednich środków zarządzania jakością. Różnicowanie nadzoru projektowania składa się z różnych organizacyjnych środków kontroli jakości, które mogą być stosowane równocześnie. Różny nadzór projektowania może zawierać klasyfikację projektantów i/lub inspektorów projektowych (sprawdzających, władz kontrolujących itd.), odpowiednio do ich kompetencji i doświadczenia oraz ich wewnętrznej organizacji.

Tabl. 4. Różnicowanie nadzoru w trakcie projektowania budowli wg PN-EN 1990

Poziomy nadzoru przy projektowaniu	Charakterystyka nadzoru	Minimalne zalecane wymagania przy sprawdzaniu obliczeń, rysunków i specyfikacji
DSL 3 odniesiony do RC3	Nadzór zaostrożony	Sprawdzenie przez stronę trzecią. Sprawdzenie przez inną jednostkę projektową
DSL 2 odniesiony do RC2	Nadzór normalny	Sprawdzenie zgodnie z procedurami jednostki projektowej
DSL 1 odniesiony do RC1		Autokontrola. Sprawdzenie przez autora projektu

Przyjęte w PN-EN 1990 trzy poziomy inspekcji w trakcie wykonania obiektów budowlanych (ILY) podano w tabl. 5. Poziomy inspekcji mogą być powiązane z klasami zarządzania jakością, wybranymi za pomocą odpowiednich środków zarządzania jakością. W zależności od specyfiki konstrukcji i stosowanych materiałów, szczegółowe

wskazówki dotyczące wykonania są podane w Eurokodach od PN-EN 1992 do PN-EN 1996 oraz PN-EN 1999. Poziomy inspekcji mogą być też ujęte, przez kontrole wyrobów i inspekcję wykonania robót, łącznie z zakresem tych inspekcji.

Tabl. 5. Poziomy inspekcji w trakcie wykonania budowli wg PN-EN 1990

Poziom inspekcji	Charakterystyka inspekcji	Wymagania
IL3 odniesiony do RC3	Inspekcja zaostzona	Inspekcja przez stronę trzecią
IL2 odniesiony do RC2	Inspekcja norma	Inspekcja zgodna z procedurami jednostki wykonawczej
IL1 odniesiony do RC1		Autoinspekcja

## 2. ODDZIAŁYWANIA NA KONSTRUKCJE BUDOWLANE

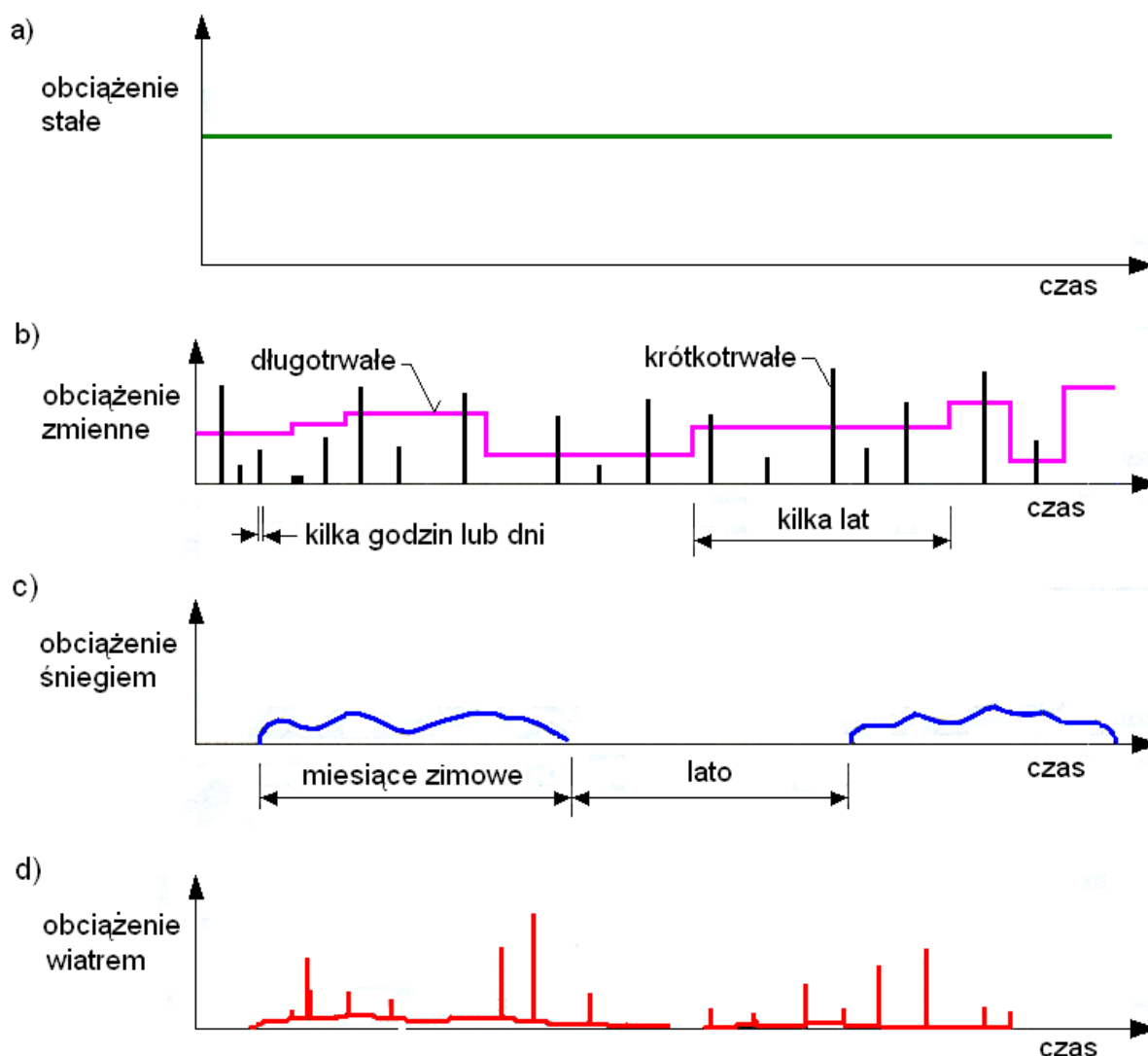
### 2.1. Wprowadzenie

Zgodnie z zasadami przyjętymi w Eurokodach, oceniając bezpieczeństwo konstrukcji analizuje się stopień wykorzystania nośności jej elementów lub przekrojów krytycznych wg (10), tj. porównując wartość obliczeniową efektu oddziaływań  $E_d$  (sił wewnętrznych np.  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ) z wartością obliczeniową odpowiedniej nośności  $R_d$ .

W ocenie nośności  $R_d$ , na obecnym etapie rozwoju teorii konstrukcji projektant ma do dyspozycji szeroki wachlarz metod i narzędzi (programów komputerowych), które umożliwiają relatywnie precyzyjny opis zachowania się ustroju. Równocześnie kontrola jakości materiałów umożliwia stosunkowo bezpiecznie przyjmować ich parametry wytrzymałościowe (mimo ich losowego charakteru). Stąd np. w ocenie nośności konstrukcji stalowych przyjmuje się współczynnik częściowy dla wytrzymałości materiału  $\gamma_R = \gamma_{M0} = 1,0$ , co świadczy o zaufaniu do stosowanego modelu oceny  $R_d$ .

W analizie bezpieczeństwa konstrukcji niezmiernie ważnym zagadnieniem jest właściwa identyfikacja prognozowanych jej obciążeń. Jest to zagadnienie złożone, szczególnie w odniesieniu do oceny oddziaływań zmiennych (zarówno co do ich wartości charakterystycznych jak i modelu obliczeniowego obciążenia). W stosunku do losowej nośności, charakteryzują się one zdecydowanie większą losową zmiennością. Z porównania pokazanego na rys. 18 wynika szczególnie duża zmienność w czasie

oddziaływań klimatycznych (obciążenia śniegiem i obciążenia wiatrem). Wyrazem tego jest przyjęcie w PN-EN 1990 w ocenie efektów oddziaływań zmiennych współczynnika obciążenia  $\gamma_F = \gamma_Q = 1,50$ . Jego wartość jest zdecydowanie większa w porównaniu z współczynnikiem  $\gamma_R$ , co świadczy o ograniczonym zaufaniu do oszacowań losowych oddziaływań. Dodatkowo należy zauważyć, iż zgodnie z postanowieniami PN-EN 1990, wartości charakterystyczne oddziaływań  $F_k$  są wyznaczane jako kwantyle 2% (o ryzyku 2%; o okresie powrotu 50 lat), charakterystyczne parametry wytrzymałościowe  $R_k$  ustala się zaś jako kwantyle 5% (o ryzyku 5%).



Rys. 18. Porównanie zmienności w czasie obciążeń: stałych – a), zmiennych – b), śniegiem c) oraz wiatrem – d)

Sporządzając obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji należy ocenić wartości każdego z występujących obciążeń. Następnie określa się wzajemny ich stosunek tj. zestawy (kombinacje oddziaływań), przy zaistnieniu których oceniane będzie bezpieczeństwo konstrukcji (wyznacza się ekstremalne siły wewnętrzne w przekrojach krytycznych). Identyfikuje się więc łączny efekt działania obciążeń  $E_d$  w przekrojach i elementach krytycznych ustroju (które są przedmiotem wymiarowania).

Wartości oddziaływań, jakie powinny być przyjmowane w obliczeniach konstrukcji są określone w normach państwowych lub ustala się je np. na podstawie danych technologicznych, zawartych w katalogach producentów wyrobów budowlanych itp.

Eurokody dotyczące oddziaływań PN-EN 1991 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje* składa się z następujących części:

PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,

PN-EN 1991-1-2:2006 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru,

PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenia śniegiem,

PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru,

PN-EN 1991-1-5:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne,

PN-EN 1991-1-6:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji,

PN-EN 1991-1-7:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe,

PN-EN 1991-2:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów,

PN-EN 1991-3:2009 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 3: Oddziaływania wywołane przez pracę dźwigów i maszyn,



PN-EN 1991-4:2009 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki.

W projektowaniu najczęściej stosuje się Eurokody dotyczące oceny obciążeń stałych (PN-EN 1991-1-1), obciążenia śniegiem (PN-EN 1991-1-3) i obciążenia wiatrem (PN-EN 1991-1-4), a także oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru (PN-EN 1991-1-2) oraz oddziaływania termiczne (PN-EN 1991-1-5). Eurokody dotyczące oddziaływań omówiono w pkt. 2.2÷2.8.

## **2.2. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach według PN-EN 1991-1-1**

Obciążenia stałe działające na konstrukcje są skutkiem jej masy, poddanej przyciąganiu ziemskiemu. Pochodzą one od części składowych ustroju nośnego obiektu budowlanego i jego przegród, a także wyposażenia. Zazwyczaj pozostają one o wartości niezmiennej, aż do czasu rekonstrukcji budynku lub zmiany jego użytkowania. Wielkości obciążeń stałych konstrukcji nośnej są zwykle szacowane na podstawie innych, wcześniej realizowanych obiektów (w zależności od rozpiętości i rodzaju zastosowanych materiałów). Masy elementów przegród i wyposażenia łatwo ustalić na podstawie katalogów producentów tych wyrobów. Normy państwowe umożliwiają określenie wielkości obciążeń stałych poszczególnych komponentów budynku, przyjmując na ogół wartości uśrednione.

Wahania masy własnej materiałów, jak również odchyłki od zakładanych wymiarów nominalnych elementów budowlanych są stosunkowo nieduże (rys. 2.2). Zwykle rozpatruje się bardziej ostre wymogi w identyfikacji obciążeń użytkowych, które charakteryzują się większą zmiennością. Sposoby określania ich wartości na drodze pomiarów w budynkach istniejących są długotrwałe i pracochłonne.

PN-EN 1991-1-1 jest przeznaczona do stosowania łącznie z PN-EN 1990 i z innymi częściami Eurokodów konstrukcyjnych od PN-EN 1991 do PN-EN 1999. Podano w niej wskazówki oraz oddziaływania na budynki i obiekty inżynierskie takie jak: ciężary objętościowe materiałów budowlanych i składowanych, ciężary własne elementów konstrukcyjnych oraz obciążenia użytkowe w budynkach.

W PN-EN 1991-1-1 sklasyfikowano ciężar własny jako obciążenie stałe umiejscowione, obciążenia użytkowe zaś jako zmienne nieumiejscowione, zgodnie z PN-EN 1990. Wymieniono też sytuacje, w których odstępuje się od tej ogólnej zasady. Na

przykład jeśli ciężar własny może się zmieniać w czasie, to zaleca się uwzględnić jego górną i dolną wartość charakterystyczną, gdy zaś ciężar własny jest swobodny (np. w przypadku przestawnych ścianek działowych), zaleca się, aby był on traktowany jak dodatkowe obciążenie użytkowe. W przypadku obciążenia balastem należy uwzględnić możliwe jego przemieszczenie w okresie eksploatacji obiektu.

Obciążenie użytkowe w budynkach są obciążeniami wynikającymi z ich użytkowania i funkcji (zwykle użytkowanie przez ludzi, meble, przedmioty, przestawne ścianki działowe, składowane przedmioty, pojazdy itp.). Są one modelowane w obliczeniach jako równomiernie rozłożone, obciążenie liniowe lub obciążenie skupione i zaleca się uwzględniać jako quasi statyczne. Gdy nie ma ryzyka rezonansu lub znaczącego dynamicznego zachowania się konstrukcji, to modele obciążeń mogą uwzględniać efekty oddziaływania dynamicznego. Jeśli mogą wystąpić efekty rezonansowe (w wyniku synchronicznego rytmicznego ruchu ludzi w czasie tańców lub skoków), wówczas zaleca się, aby model obliczeniowy był określony na podstawie specjalnej analizy dynamicznej. Podobnej analizy wymaga się w przypadku oddziaływań, które powodują znaczące przyspieszenia konstrukcji lub jej elementów.

Jeśli rozważa się oddziaływania od podnośników widłowych lub helikopterów, to należy uwzględnić dodatkowe obciążenia spowodowane siłami bezwładności, wywołanymi przez efekty fluktuacji. Efekty te są uwzględniane za pomocą współczynnika dynamicznego  $\varphi$ , który jest stosowany do wartości obciążeń statycznych.

W PN-EN 1991-1-1 zdefiniowano sposób uwzględniania obciążeń stałych i użytkowych w sytuacjach obliczeniowych określonych w PN-EN 1990. W przypadku dachów budynków nie zaleca się uwzględniać ich jako przyłożonych jednocześnie obciążeń użytkowych i od śniegu oraz oddziaływań wiatru.

W Załączniku A do PN-EN 1991-1-1 zamieszczono nominalne wartości ciężarów objętościowych materiałów budowlanych, materiałów składowanych, dodatkowych materiałów do budowy mostów i kąty tarcia wewnętrznego materiałów składowanych.

W PN-EN 1991-1-1 podano metody oceny wartości charakterystycznych ciężaru własnego elementów konstrukcyjnych. W większości przypadków zalecono ciężar własny konstrukcji przedstawiać za pomocą pojedynczej wartości charakterystycznej, którą oblicza się na podstawie nominalnych wymiarów (podanych na rysunkach) i charakterystycznych wartości ciężarów objętościowych zgodnie z PN-EN 1990. W odniesieniu do podłóg, fasad, sufitów, wind i wyposażenia budynków przyjęto, że te dane

mogą być dostarczone przez producenta. Dodatkowe ustalenia, dotyczące mostów uwzględniają: zmienność części niekonstrukcyjnych, takich jak np. balast na pomościach mostów kolejowych, czy wypełnienie nad konstrukcjami takimi jak przepusty; warstwy izolacji wodoszczelnej, nawierzchni i inne warstwy pokryciowe mostów; oraz kable, rurociągi i przejścia kontrolne.

Zgodnie z PN-EN 1991-1-1 obciążenia użytkowe w budynkach różnicuje się w zależności specyficznego użytkowania ich powierzchni (tabl. 6). Rozróżnia się w budynkach 9 kategorii A, B, C1, C2, C3, C4, C5, D1 i D2. Są one zdefiniowane charakterystyczną wartością ich obciążeń równomiernie rozłożonych i skupionych. Obciążenia równomiernie rozłożone uwzględnione są w sprawdzeniach globalnych, a obciążenia skupione w analizach lokalnych. Dotyczą wartości charakterystycznych obciążeń stropów, balkonów i schodów w przypadku powierzchni mieszkalnych (kategoria A), biurowych (kategoria B), specjalnych (C1÷C5) i handlowych (D1 i D2).

Tabl. 6. Kategorie użytkowania powierzchni w budynkach mieszkalnych, socjalnych, handlowych administracyjnych i użyteczności publicznej wg PN-EN 1991-1-1

Kategoria	Specyficzne zastosowania	Przykład
A	Powierzchnie mieszkalne ( $q_k = 1,5 \div 2,0 \text{ kN/m}^2$ )	Pokoje w budynkach mieszkalnych i w domach, pokoje i sale w szpitalach, sypialnie w hotelach i na stacjach, kuchnie i toalety
B	Powierzchnie biurowe ( $q_k = 2,5 \div 3,0 \text{ kN/m}^2$ )	
C	Powierzchnie, na których mogą gromadzić ludzie (z wyjątkiem powierzchni określonych według kategorii A, B i D) ( $q_k = 2,5 \div 7,5 \text{ kN/m}^2$ )	<p><b>C1:</b> Powierzchnie ze stołami itd., np. powierzchnie w szkołach, restauracjach, stołówkach, czytelnich, recepcjach</p> <p><b>C2:</b> Powierzchnie z zamocowanymi siedzeniami, np. w kościołach, teatrach, kinach, salach koncertowych, salach wykładowych, salach zebrań, poczekalniach, poczekalniach dworcowych</p> <p><b>C3:</b> Powierzchnie bez przeszkód utrudniających poruszanie się ludzi np. powierzchnie w muzeach, salach wystawowych itd., oraz powierzchnie ogólnie dostępne w budynkach publicznych i administracyjnych, hotelach, szpitalach, podjazdach kolejowych</p> <p><b>C4:</b> Powierzchnie, na których jest możliwa aktywność fizyczna np. sale tańców, sale gimnastyczne, sceny</p> <p><b>C5:</b> Powierzchnie ogólnie dostępne dla tłumu, np. w budynkach użyteczności publicznej takich jak sale koncertowe, sale sportowe łącznie z trybunami, tarasy oraz powierzchnie dojść i perony kolejowe</p>
D	Powierzchnie handlowe ( $q_k = 4,0 \div 5,0 \text{ kN/m}^2$ )	<p><b>D1:</b> Powierzchnie w sklepach sprzedaży detalicznej</p> <p><b>D2:</b> Powierzchnie w domach towarowych</p>

W przypadku, gdy konstrukcja stropu pozwala na poprzeczny rozdział obciążeń, to ciężar własny przestawnych ścian działowych może być uwzględniany jako obciążenie użytkowe równomiernie rozłożone, ale dotyczy to tylko ścianek o ciężarze własnym do 3 kN/m. Przyjęto możliwość redukcji w przypadku obciążeń użytkowych jednej kategorii, z uwagi na powierzchnię podpartą przez odpowiedni element konstrukcyjny, i w przypadku obciążeń użytkowych z kilku kondygnacji działających na słup lub ścianę.

Według PN-EN 1991-1-1 powierzchnie składowania i działalności przemysłowej podzielono na kategorie: E1 – powierzchnie podatne na gromadzenie towarów, łącznie z powierzchniami dostępu ( $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$ ) i E2 – powierzchnie użytkowane przemysłowo. Dla kategorii E1 podano wartości obciążeń pionowych, a jeśli materiały składowane wywołują siły poziome na ściany itd., siły te zalecono określać zgodnie z PN-EN 1990. W odniesieniu do kategorii E2 przyjęto, że wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego powinna odpowiadać wartości maksymalnej z uwzględnieniem, jeśli jest to właściwe, efektów dynamicznych. Wówczas układ obciążenia powinien wywołać najniekorzystniejsze warunki dopuszczalne w użytkowaniu, przy czym w sytuacjach przejściowych przy instalacji i reinstalacji maszyn, jednostek produkcyjnych itd., można skorzystać ze wskazówek podanych w PN-EN 1991-1-6. Gdy planowana jest instalacja wyposażenia takiego jak dźwigi, ruchome maszyny itp., zalecono określenie jego skutków na konstrukcję zgodnie z PN-EN 1991-3. W PN-EN 1991-1-1 podano przy tej kategorii obciążeń również oddziaływanie od wózków widłowych, pojazdów transportowych i urządzeń specjalnych do utrzymania budynków.

W przypadku powierzchni garaży, powierzchni przeznaczonych do ruchu i parkowania pojazdów o ciężarze całkowitym do 30 kN przyjęto kategorię F ( $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ). Powierzchnie te należy obrzeżyć za pomocą ograniczników wbudowanych w konstrukcję. W przypadku powierzchni, po których poruszają się i parkują pojazdy o ciężarze całkowitym od 30 kN do 160 kN określono jako kategorię G ( $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ). Natomiast gdy obciążenia pojazdami o ciężarze całkowitym są  $> 160 \text{ kN}$  wymagane są uzgodnienia z odpowiednią władzą.

W PN-EN 1991-1-1 powierzchnie dachów podzielono na kategorie:

- H - bez dostępu (z wyjątkiem zwykłego utrzymania i napraw), ( $q_k = 0,1 \div 0,4 \text{ kN/m}^2$ ),
- I - z dostępem i sposobem użytkowania zgodnie z kategoriami od A do D oraz
- K - z dostępem i przeznaczeniem do specjalnych usług, takich jak powierzchnie lądowania helikopterów.

Załącznik Krajowy do PN-EN 1991-1-1 ogranicza się do ustalenia dolnych wartości granicznych obciążeń użytkowych powierzchni kategorii A do D.

### 2.3. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru według PN-EN 1991-1-2

Głównym celem ochrony przeciwpożarowej budowli jest ograniczenie ryzyka pożaru z poszanowaniem jednostki i społeczeństwa, sąsiadującego mienia, a także, jeśli jest to wymagane, środowiska lub mienia bezpośrednio poddanego oddziaływaniu pożaru. Obiekty budowlane powinny być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby w przypadku pożaru:

- nośność konstrukcji mogła być zapewniona przez założony okres czasu,
- powstanie i rozpowszechnianie się ognia i dymu w obiektach było ograniczone,
- rozprzestrzenianie się ognia na sąsiedni obiekt było ograniczone,
- mieszkańcy mogli opuścić obiekt lub być uratowani w inny sposób,
- było uwzględnione bezpieczeństwo ekip ratowniczych.

Ognioodporność jest wyrażana jako czas, w którym element obiektu budowlanego (nośny lub/i osłonowy) może wytrzymać działanie ognia, nie tracąc określonej swojej funkcji (elementu nośnego lub/i elementu oddzielającego). Klasyfikuje się ją za pomocą następujących kryteriów właściwości: - **nośności  $R$**  (*fire resistance*), która jest wytrzymałością elementu nośnego na działanie ognia podczas trwania pożaru, bez utraty stateczności konstrukcyjnej; - **izolacyjności  $I$**  (*fire isolation*), która jest zdolnością elementu oddzielającego poddanego działaniu ognia z jednej strony do ograniczenia wzrostu temperatury powierzchni nieosłoniętych poniżej określonych wartości granicznych wynoszących 140°C (średnio) i 180°C (maksymalnie), w celu zapobieżenia zapłonowi na powierzchniach przyległych; - **szczelności  $E$**  (*fire étachéité*), która jest zdolnością elementu oddzielającego poddanego działaniu ognia z jednej strony do ograniczenia powstania szczelin o znacznych rozmiarach, w celu zapobieżenia przenikaniu gorących gazów i rozprzestrzenianiu ognia na przyległe pomieszczenia.

Odporność ogniową elementów konstrukcyjnych  $t_{fi,d}$  mierzy się czasem wyrażonym w minutach, który upływa od rozgorzenia pożaru do momentu osiągnięcia jednego z w/w stanów granicznych. Dlatego w przepisach przeciwpożarowych, zależnie od klasy użytkowej budynku, wymagania odporności ogniowej jego elementów wynoszą: 15 minut (R 15), 30 minut (R 30), 60 minut (R 60), 120 minut (R 120) lub 240 minut (R

240). Powinna ona być zawsze co najmniej równa odpowiednim wartościom obliczeniowego czasu ekspozycji pożarowej odpowiadającej wymaganemu okresowi utrzymania nośności  $t_{fi,d,req}$ , który jest określony przez krajowe przepisy przeciwpożarowe. Zestaw takich wymagań jednoznacznie określonych dla wszystkich części ustroju nośnego i jego wypełnienia, charakteryzuje klasę odporności pożarowej przypisaną do całego budynku.

W PN-EN 1991-1-2 podano ogólne zasady ustalania oddziaływań w warunkach pożaru. Jest on traktowany jako sytuacja wyjątkowa. Oznacza to, że przy ustaleniu wyjątkowej kombinacji oddziaływań w pożarze uwzględnia się te oddziaływania, które są uwzględniane w kombinacjach podstawowych i to tylko takie, które są możliwe do zaistnienia w warunkach pożaru. Nie uwzględnia się łącznego występowania w wyjątkowej kombinacji pożarowej innego oddziaływania o charakterze wyjątkowym, oprócz oddziaływań związanych z zaistnieniem pożaru.

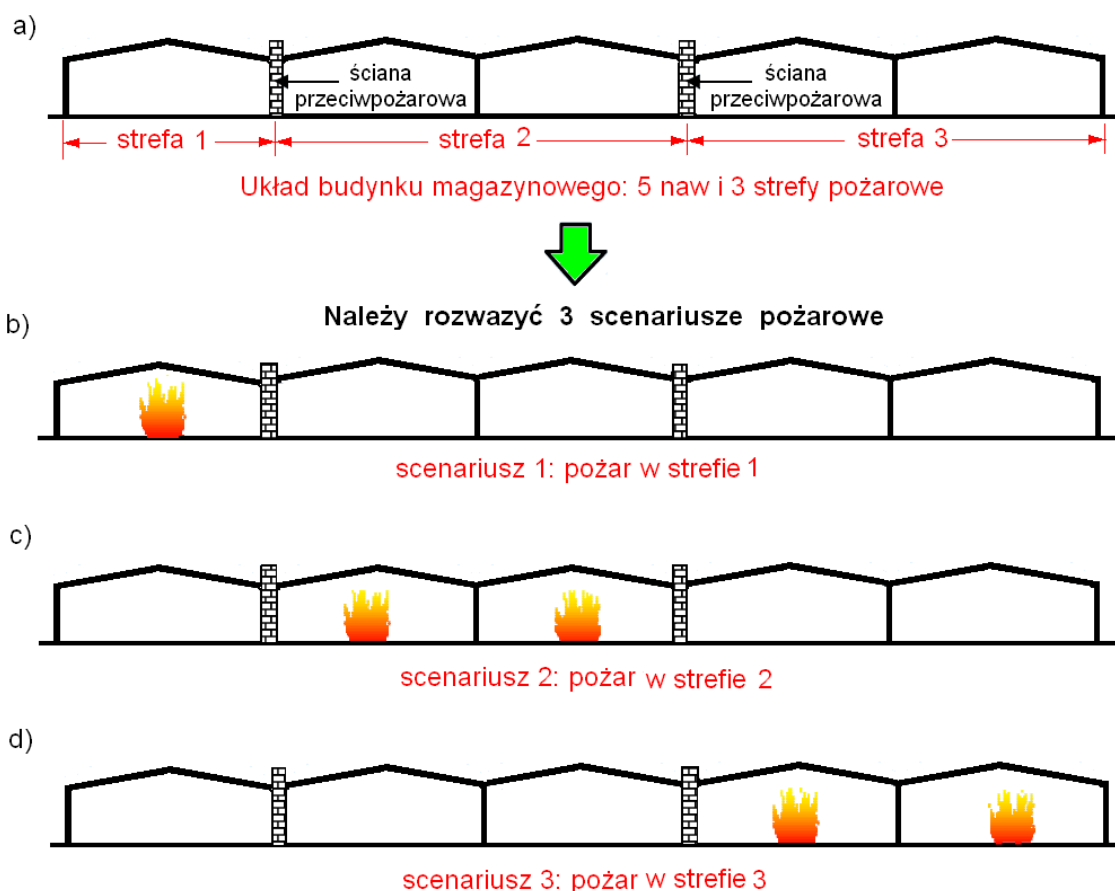
Zgodnie z ogólnymi zasadami podanymi w PN-EN 1991-1-2, projektowanie konstrukcji na warunki pożarowe obejmuje następujące etapy:

- wybór właściwych scenariuszy pożarowych,
- ustalenie odpowiadających im pożarów obliczeniowych,
- obliczenia przebiegu temperatury w elementach konstrukcyjnych,
- obliczenia mechanicznego zachowania się konstrukcji poddanej oddziaływaniu wysokiej temperatury w trakcie pożaru.

Zastosowane modele pożarów obliczeniowych zależą od przyjętych scenariuszy pożarowych.

Scenariusz pożarowy powinien uwzględniać zachowanie się całej konstrukcji, jej podzespołu lub elementu w warunkach pożaru, a także uwzględniać model zmiany temperatury wewnątrz obiektu. Dlatego w jego identyfikacji należy brać pod uwagę czynniki wpływające na przebieg pożaru, jak na przykład rodzaj materiałów wypełniających, izolujących czy też wyposażenia obiektu.

W obliczeniach należy analizować modele, odnoszące się do jednej strefy pożarowej (jednego pomieszczenia wydzielonego ogniowo). Na rys. 19 przedstawiono przykład scenariuszy pożarowych hali. W tej pięcionawowej hali zastosowano 2 ściany przeciwpożarowe, wydzielając w ten sposób 3 strefy pożarowe (rys. 19a). W analizowanym przypadku należy rozpatrzyć 3 scenariusze wystąpienia pożaru: w strefie 1 (rys. 19b), w strefie 2 (rys. 19c) oraz w strefie 3 (rys. 19d).



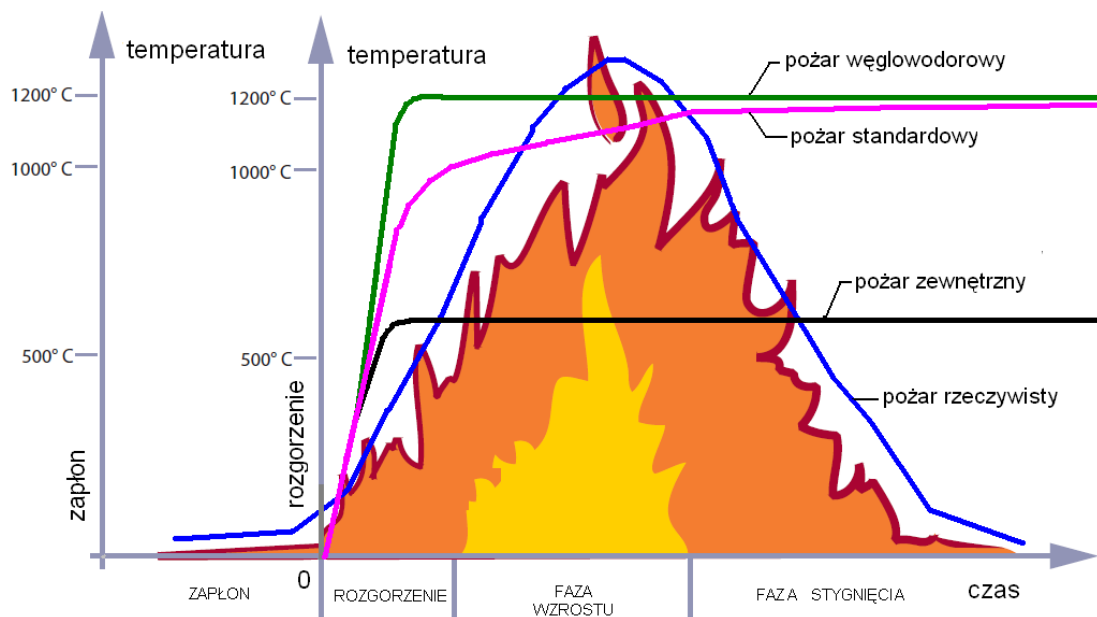
Rys. 19. Scenariusze pożarowe hali piętrowej z 3 strefami pożarowymi

Stosowane w analizie modele pożarów obliczeniowych zależą od przyjętych scenariuszy pożarowych (od możliwości rozgorzenia pożaru). Stosuje się modele:

- pożaru lokalnego, gdy rozgorzenie jest mało prawdopodobne, w których przyjmuje się nierównomierny rozkład temperatury w funkcji czasu (metodę obliczania oddziaływań termicznych pożaru lokalnego podano w Załączniku C),
- pożaru strefowego, w którym przyjmowany jest równomierny rozkład temperatury w funkcji czasu (metodę obliczania temperatury gazu podano w Załączniku A i B - odpowiednio dla elementów wewnętrznych i zewnętrznych strefy pożarowej,
- zaawansowane modele pożaru, w których uwzględniane są fizyczne właściwości gazu, a także wymiana masy i energii podczas procesu spalania (metody obliczania oddziaływań termicznych w jednostrefowych scenariuszach pożaru, pożarze dwustrefowym i w modelach numerycznych, uwzględniających przebieg zjawisk w czasoprzestrzeni, opisano w Załączniku D, metodę zaś określenia wartości obliczeniowej gęstości obciążenia ogniowego i szybkości wydzielania ciepła podano w Załącz-

niku E). Załącznik F dotyczy określania równoważnego czasu oddziaływania pożaru. Załącznik G omawia zasady przyjmowania współczynników konfiguracji.

W analizie konstrukcji oddziaływanie termiczne określa strumień ciepła netto na powierzchni elementu, będący sumą strumieni konwekcyjnego i radiacyjnego. Temperaturę gazu przy spalaniu przyjmuje się na podstawie: nominalnych krzywych „temperatura - czas” lub parametrycznych krzywych „temperatura - czas”. W przypadku krzywych nominalnych rozróżnia się krzywą standardową „temperatura - czas” (przyjęto, że temperatura jest funkcją niemalejącą czasu jak dla pożaru rozwiniętego), krzywą pożaru zewnętrznego oraz krzywą węglowodorową (rys. 20).



Rys. 20. Krzywe pożaru rzeczywistego, standardowego, węglowodorowego i zewnętrznego

Nominalne krzywe zależności temperatura gazów spalinowych temperatura - czas  $\theta_g - t_{fi}$ , zdefiniowano w następujący sposób:

- pożar standardowy (pożar standardowy według ISO 834-1995)

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} e^{(8t+1)}, \quad (40)$$

- pożar zewnętrzny (pożar mniej gwałtowny od w/w, związany z wydostawaniem się ognia na zewnątrz budynku i oddziałujący na elewacje budynków)



$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20, \quad (41)$$

- pożar węglowodorowy paliw (w zbiornikach paliw, wieżach wiertniczych paliw itp.; pożar przebiegający z reguły zwiększa intensywnością)

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20, \quad (42)$$

gdzie:

$\theta_g$  – temperatura gazów w strefie pożarowej [°C],

$t$  – czas [min].

Z analizy rys. 20 oraz (40)÷(42) wynika, że temperatura gazów spalinowych  $\theta_g$  jest jedynie funkcją czasu i rośnie monotonicznie (nie ma fazy stygnięcia).

W zależności od możliwości rozgorzenia pożaru wg PN-EN 1991-2 stosuje się modele:

- pożaru lokalnego, gdy rozgorzenie jest mało prawdopodobne, w których przyjmuje się nierównomierny rozkład temperatury w funkcji czasu (metoda obliczania oddziaływań termicznych pożaru lokalnego podano w Załączniku C),
- pożaru strefowego, w którym przyjmowany jest równomierny rozkład temperatury w funkcji czasu (metoda obliczania temperatury gazu podano w Załączniku A dla elementów wewnętrznych strefy pożarowej, w Załączniku B dla elementów zewnętrznych strefy),
- zaawansowane modele pożaru, w których uwzględniane są fizyczne właściwości gazu, a także wymiana masy i energii podczas procesu spalania (metody obliczania oddziaływań termicznych w jednostrefowych scenariuszach pożaru, pożarze dwustrefowym i w modelach numerycznych, uwzględniających przebieg zjawisk w czasoprzestrzeni, opisano w Załączniku D, metoda zaś określenia wartości obliczeniowej gęstości obciążenia ogniowego i szybkości wydzielania ciepła podano w Załączniku E). Załącznik F dotyczy określania równoważnego czasu oddziaływania pożaru. Załącznik G dotyczy przyjmowania współczynników konfiguracji.

W analizie konstrukcji oddziaływania termiczne określa strumień ciepła netto na powierzchnie elementu, będący sumą strumieni konwekcyjnego i radiacyjnego. Temperaturę gazu przy spalaniu przyjmuje się na podstawie: nominalnych krzywych „temperatura – czas” lub parametrycznych krzywych „temperatura – czas”. W przypadku

krzywych nominalnych rozróżnia się krzywą standardową „temperatura – czas” (przyjęto, że temperatura jest funkcją niemalejącą czasu jak dla pożaru rozwiniętego), krzywą pożaru zewnętrznego oraz krzywą węglowodorową.

## 2.4. Obciążenia śniegiem według PN-EN 1991-1-3

### 2.4.1. Wstęp

Obciążenie śniegiem jest jednym z podstawowych obciążeń uwzględnianych w obliczeniach konstrukcji. Ma ono charakter losowy (jest zmienną losową – rys. 21b). Wyznacza się je na podstawie wyników pomiarów stacji meteorologicznych (rys. 21a). Jednostkowym okresem obserwacji jest rok. Przez maksymalną wartość roczną rozumie się wartość maksymalną z jednej zimy (oznaczone kropką na rys. 21a). Na podstawie analiz probabilistycznych oblicza się wartość charakterystyczną obciążenia śniegiem  $s_k$  jako kwantyl rozkładu maksymalnych wartości rocznych. Gdy przyjmie się np. kwantyl 0,98, to ryzyko przekroczenia wartości charakterystycznej wynosi 2%, co odpowiada okresowi powrotu 50 lat.



Rys. 21. Przykładowy przebieg maksymalnych wartości rocznych ciężaru pokrywy śnieżnej na gruncie z zim 1950/1951÷1999/2000 (a), probabilistyczna ocena wyników (b)

W PN-EN 1991-1-3 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje Część 1-3: *Oddziaływania ogólne – Obciążenia śniegiem* przedstawiono zasady wyznaczania wartości obciążeń śniegiem do stosowania w obliczeniach konstrukcji budynków i obiektów inżynierskich, traktując je jako oddziaływanie statyczne, umiejscowione.

### 2.4.2. Obciążenie śniegiem dachu

Charakterystyczne obciążenie śniegiem dachu według PN-EN 1991-1-3 oblicza się ze wzoru

$$s = s_k \mu_i C_e C_t, \quad (43)$$

gdzie:

$s_k$  – wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu [ $\text{kN/m}^2$ ],

$\mu_i$  – współczynnik kształtu dachu,

$C_e$  – współczynnik ekspozycji,

$C_t$  – współczynnik termiczny.

Obliczeniowe obciążenie śniegiem dachu wyznacza się z wzoru

$$s_d = s \gamma_f, \quad (44)$$

gdzie:  $\gamma_f$  – współczynniki obciążenia.

Zgodnie z PN-EN 1990 w analizie konstrukcji należy badać następujące sytuacje obliczeniowe: trwałą (zwykłe warunki użytkowania), przejściową (chwilowe warunki konstrukcji np. w czasie budowy lub naprawy), wyjątkową (wyjątkowe warunki konstrukcji np. pożar, wybuch, uderzenie) i sejsmiczną.

Wzór (44) dotyczy obliczania obciążenia śniegiem dla trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej. W PN-EN 1991-1-3 wprowadzono wyjątkowe obciążenia śniegiem gruntu oraz wyjątkowego obciążenia zaspami śnieżnymi dachów.

W wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, w której obciążenie śniegiem jest traktowane jak oddziaływanie wyjątkowe, wyznacza się je ze wzoru

$$s = s_{Ad} \mu_i C_e C_t, \quad (45)$$

lub, gdy korzysta się z załącznika B w PN-EN 1991-1-3 ze wzoru

$$s = s_{k,B} \mu_i, \quad (46)$$

gdzie  $s_{Ad}$ ,  $s_{k,B}$  – wartości obliczeniowe wyjątkowego obciążenia śniegiem.

W Załączniku Krajowym do PN-EN 1991-1-3 przyjęto niektóre z postanowień dotyczących obciążeń wyjątkowych zaspami śnieżnymi dachów (nawisy, zasy przy attyce i na przybudówkach).

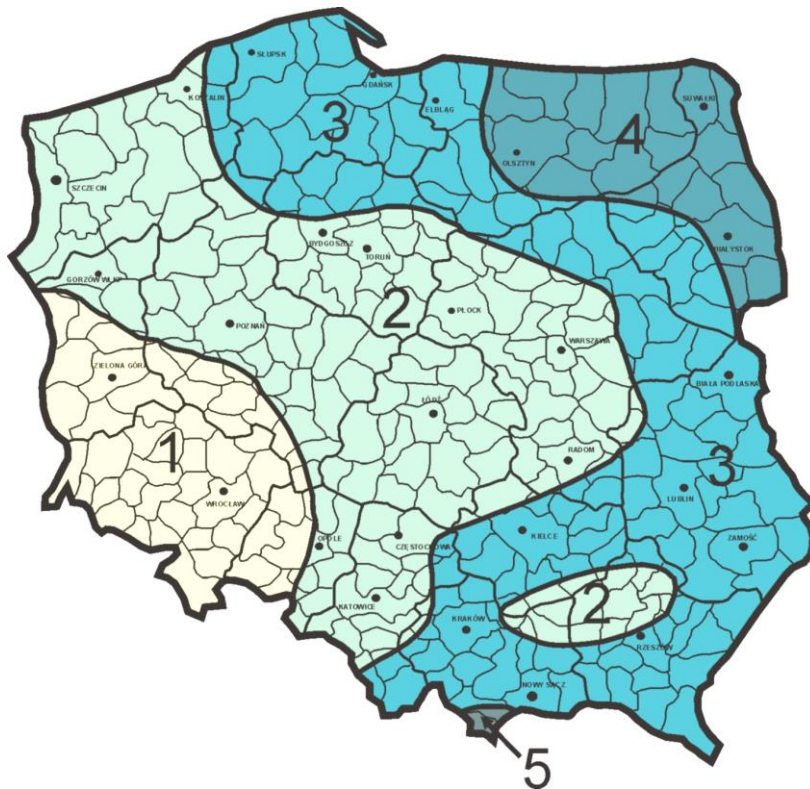
### 2.4.3. Obciążenia charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu

W Załączniku Krajowym do PN-EN 1991-1-3 podano mapę podziału Polski na strefy obciążenia śniegiem (rys. 22) oraz charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu w poszczególnych strefach, które zestawiono w tabl. 7.

Tabl. 7. Charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu według PN-EN 1991-1-3

Strefa	$s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	$0,007^z - 1,4 \geq 0,7$
2	0,9
3	$0,006 A - 0,6 \geq 1,2$
4	1,6
5	$0,93 \exp(0,00134 A) \geq 2,0$

A – wysokość nad poziomem morza [m]



Rys. 22. Podział polski na strefy obciążenia śniegiem gruntu wg PN-EN 1991-1-3

#### 2.4.4. Współczynnik ekspozycji

Wyznaczając obciążenia śniegiem dachu według PN-EN 1991-1-3 stosuje się współczynnik ekspozycji  $C_e$ , który uwzględnia warunki terenowe i rodzaj otoczenia obiektu. Rozróżnia się teren:

- wystawiony na działanie wiatru ( $C_e = 0,8$ ) – płaskie obszary bez przeszkód, otwarte ze wszystkich stron, bez osłon lub z niewielkimi osłonami uformowanymi przez teren, wyższe budowle lub drzewa,
- normalny ( $C_e = 1,0$ ) – obszary, na których (z powodu ukształtowania terenu) nie występuje znaczne przenoszenie śniegu przez wiatr na budowle oraz
- osłonięty od wiatru ( $C_e = 1,2$ ) – obszary, na których rozpatrywana budowla jest znacznie niższa niż otaczający teren, albo otoczona wysokimi drzewami lub wyższymi budowlami.

Wybierając  $C_e$  należy rozważyć przyszłe zmiany otoczenia budowli.

#### 2.4.5. Współczynnik termiczny

W identyfikacji obciążenia śniegiem można uwzględnić wpływ ilości ciepła wytwarzanego pod dachem oraz jego właściwości termiczne. W tym celu oblicza się współczynnik termiczny  $C_t$ . Stosuje się go do oceny zmniejszenia obciążenia śniegiem dachów o współczynniku przenikania ciepła [ $>1 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ]. Dotyczy to w szczególności niektórych dachów krytych szkłem, z powodu topnienia śniegu przez przenikające ciepło. We wszystkich innych przypadkach przyjmuje się  $C_t = 1,0$ . Współczynnik  $C_t$  można uwzględnić dla dachów o współczynniku przenikania ciepła przegrody  $1 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K}) \leq U < 4,5 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ . Oblicza się go ze wzoru

$$C_t = 1 - 0,054 \cdot \left( \frac{s_k}{3,5} \right)^{0,25} \cdot \Delta t \cdot \{ \sin[57,3 \cdot (0,4 \cdot U - 0,1)] \}^{0,25}, \quad (47)$$

gdzie:

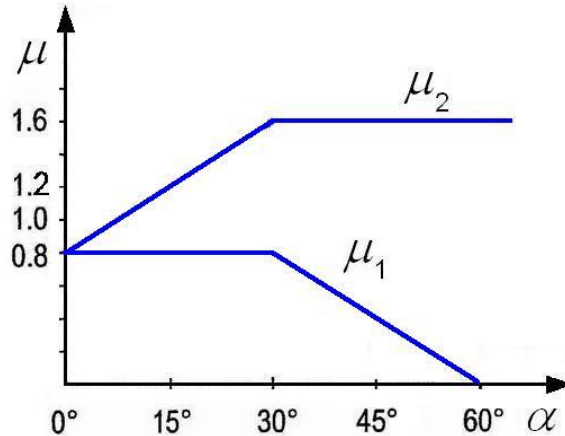
$s_k$  – wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ],

$\Delta t$  – różnica temperatur,  $^{\circ}\text{C}$ ,

$U$  – współczynnik przenikania ciepła przegrody dachowej,  $\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$ .

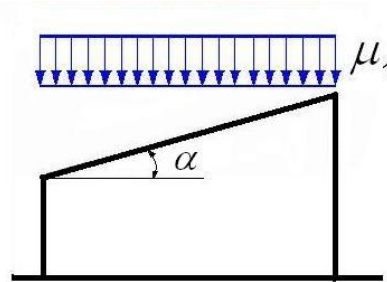
### 2.4.6. Współczynniki kształtu dachu

Wartości współczynników kształtu dachu  $\mu_1$  i  $\mu_2$  według PN-EN 1991-1-3 zależą od kąta nachylenia połaci dachu i przedstawiono je na rys. 23.



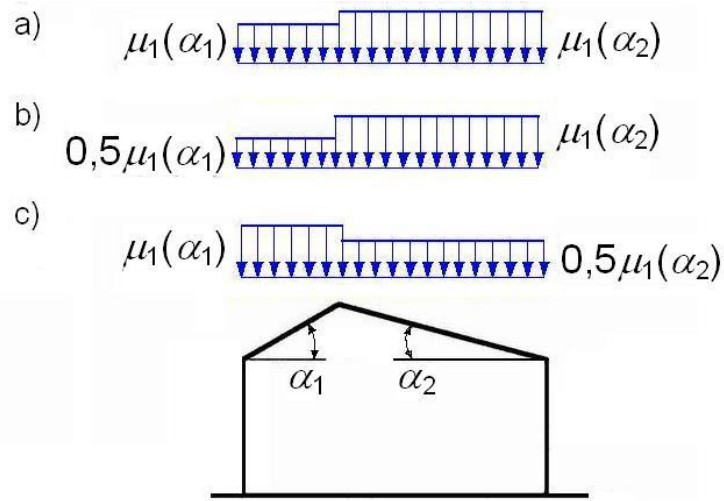
Rys. 23. Współczynniki kształtu dachu wg PN-80/B-02010 i PN-EN 1991-1-3

W przypadku dachu jednopołaciowego stosuje się schemat równomiernego obciążenia według rys. 24.



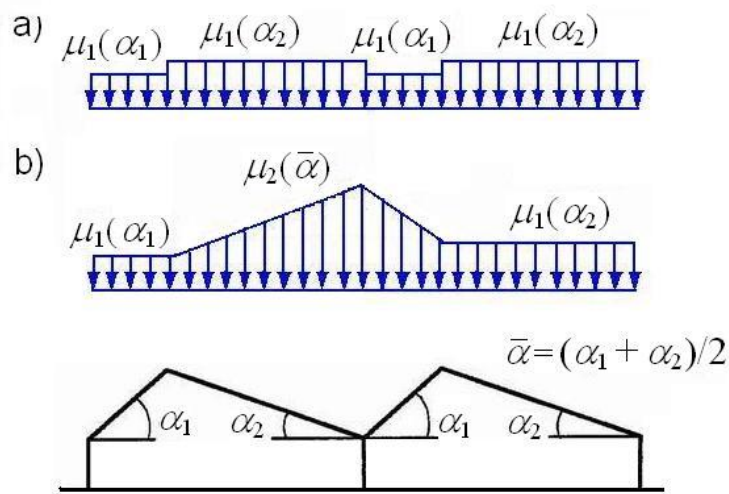
Rys. 24. Współczynnik kształtu dachu jednopołaciowego wg PN-EN 1991-1-3

W przypadku dachu dwuspadowego według PN-EN 1991-1-3 (rys. 25) należy rozpatrzyć 3 schematy obciążenia. Takie wartości obciążenia śniegiem należy stosować, gdy nie ma zabezpieczeń przed zsunieniem śniegu z dachu. W przypadku dachu z atyką lub barierkami przeciwśnieżnymi należy przyjmować współczynnik kształtu dachu nie mniejszy niż 0,8.



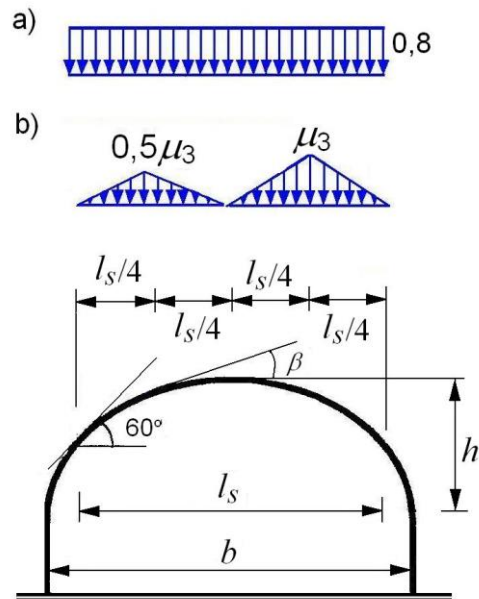
Rys. 25. Współczynniki kształtu dachu dwupołaciowego wg PN-EN 1991-1-3

Współczynniki kształtu dachu wielopołaciowego według PN-EN 1991-1-3 pokazano na rys. 26. W analizie należy uwzględnić 2 schematy obciążenia śniegiem dachu.

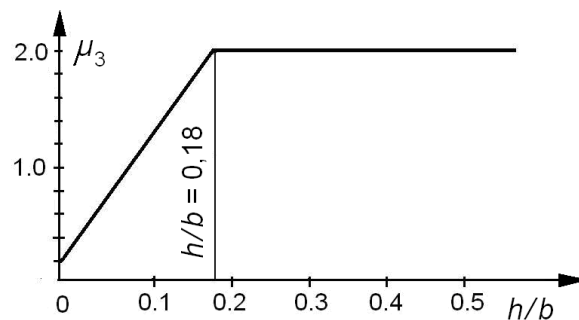


Rys. 26. Współczynniki kształtu dachu wielopołaciowego wg PN-EN 1991-1-3

W przypadku dachów walcowych należy analizować 2 schematy obciążenia śniegiem (rys. 27). Należy je stosować dla dachów bez barierek przeciwsnieżnych, na szerokości połączenia  $l_s$ , na której kąt nachylenia stycznej spełnia warunek  $\phi < 60^\circ$ . Wartości współczynnika kształtu dachu walcowego  $\mu_3$  podano na rys. 28.



Rys. 27. Współczynniki kształtu dachów walcowych wg PN-EN 1991-1-3



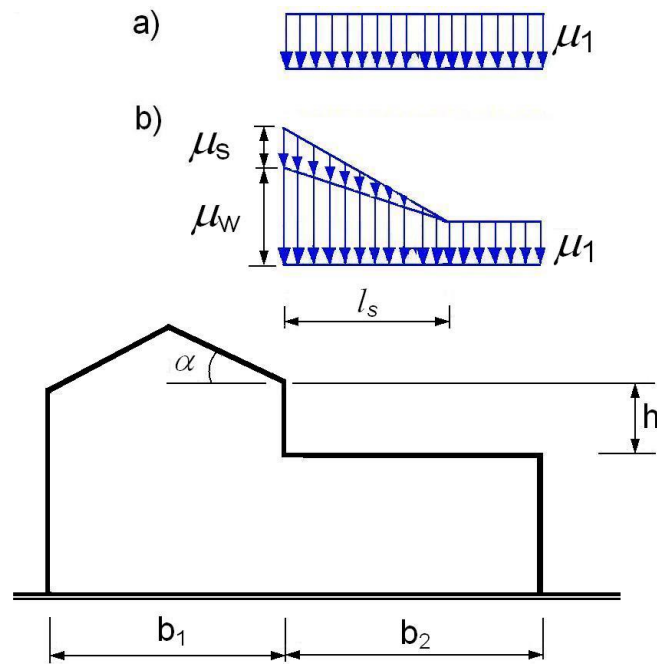
Rys. 28. Zalecany współczynnik kształtu dachów walcowych o różnym stosunku wysokości  $h$  do rozpiętości  $b$  (oznaczenia podano na rys. 25) wg PN-EN 1991-1-3

W przypadku dachów przyległych do wyższych budowli stosuje się schematy i współczynniki podane na rys. 29. Współczynnik kształtu dachu  $\mu_s$  uwzględnia efekt ześlizgu śniegu z dachu wyższego. Oblicza się go tylko gdy  $\alpha > 15^\circ$  (dla  $\alpha < 15^\circ$  należy przyjąć  $\mu_s = 0$ ). Jego wartość przyjmuje się jako 50% całkowitego maksymalnego obciążenia śniegiem sąsiednich połaci dachu wyższego. Współczynnik kształtu dachu  $\mu_w$  uwzględnia wpływ wiatru i oblicza się go ze wzoru:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} \leq \frac{\gamma h}{s_k}, \quad (48)$$

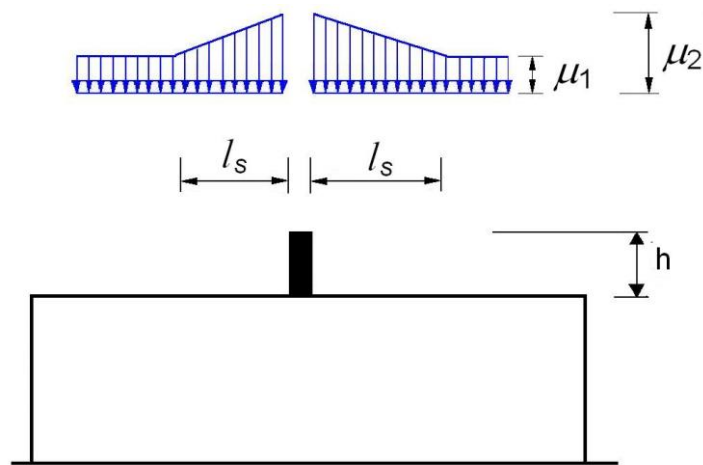
gdzie:  $\gamma$  – ciężar objętościowy śniegu, który przyjmuje się jako równy  $2 \text{ kN/m}^3$ .





Rys. 29. Współczynniki kształtu dachów przyległych do wyższych budowli  
wg PN-EN 1991-1-3

Gdy przeszkody na dachu tworzą obszary cienia aerodynamicznego, to wówczas w warunkach wietrznych, na połaci mogą powstawać zasy (rys. 30). Współczynniki kształtu dachu w takim przypadku wynoszą  $\mu_1 = 0,8$ ,  $\mu_2 = 2h/s_k$  (z ograniczeniem:  $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$ ). Długość zasy na dachach według rys. 30 oraz rys. 31 przyjmuje się  $l_s = 2h$ , z uwzględnieniem ograniczenia  $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .



Rys. 30. Współczynniki kształtu dachów przy wystęпах i przeszkodach  
wg PN-EN 1991-1-3

Nowością w PN-EN 1991-1-3 (w stosunku do normy PN-B) jest schemat obciążenia nawisem śnieżnym krawędzi dachu (rys. 31). Należy go stosować, dla miejscowości położonych powyżej 800 m nad poziomem morza i traktować jako obciążenie dodatkowe do działającego na tę część dachu. Obciążenie nawisem śnieżnym na metr długości krawędzi dachu oblicza się ze wzoru

$$s_e = ks^2 / 3, \quad (49)$$

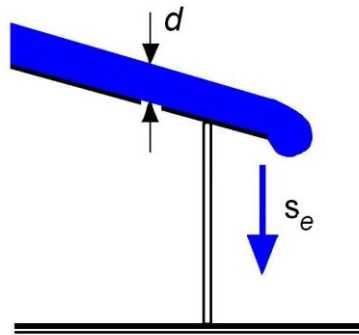
gdzie

$$k = 3/d \leq 3, \quad (50)$$

w których:

$s$  – najbardziej niekorzystny przypadek równomiernego obciążenia śniegiem, właściwym dla rozpatrywanego dachu,

$d$  – grubość warstwy śniegu na dachu w metrach.



Rys. 31. Nawis śnieżny na krawędzi dachu wg PN-EN 1991-1-3

W szczególnych warunkach pogodowych śnieg może się zsuwać z dachów nachylnych i łukowych. PN-EN 1991-1-3 podaje zasady obliczania obciążenia śniegiem barierki przeciwsnieżnych i innych przeszkód.

Zgodnie z PN-EN 1991-1-3 jeśli przewiduje się sztuczne usuwanie śniegu z dachu (lub jego przemieszczanie) to należy konstrukcję obiektu projektować z uwzględnieniem odpowiednich układów obciążeń. Trzeba tu wspomnieć, iż ostatnio odnotowano (w Polsce i Europie) awarie spowodowane niewłaściwą kolejnością odśnieżania dachów (które prowadzono bez odpowiednich projektów odśnieżania). Tak więc odśnieżanie dachu powinno być poprzedzone wykonaniem odpowiednich obliczeń statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji. Ponadto według PN-EN 1991-1-3 w regionach,

gdzie możliwe są opady deszczu na zalegający na dachu śnieg, a następnie ich zamrażanie, należy zwiększyć obciążenie śniegiem dachu. Dotyczy to zwłaszcza przypadków, gdy śnieg i lód mogą blokować odwodnienie dachu. W taki sposób powstało m.in. zwiększone obciążenie dachu hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie, które było jedną z przyczyn jej katastrofy w styczniu 2006 r.

#### **2.4.7. Wyjątkowe obciążenie śniegiem**

Zgodnie z PN-EN 1991-1-3, oprócz trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej, w analizach obciążenia śniegiem należy rozpatrzyć wyjątkową sytuację obliczeniową, kiedy na dachu tworzą się zasy śnieżne. Temu zagadnieniu poświęcony jest Załącznik B (normatywny) do PN-EN 1991-1-3, który wyróżnia 3 przypadki obciążeń wyjątkowych:

- Przypadek B1, kiedy występują wyjątkowe opady, lecz brak jest wyjątkowych zamieci śnieżne.
- Przypadek B2, gdy brak jest wyjątkowych opadów lecz występują wyjątkowe zamiecie śnieżne.
- Przypadek B3, kiedy występują zarówno wyjątkowe opady jak i wyjątkowe zamiecie śnieżne.

Wg PN-EN1991-1-3 należy uwzględniać przypadek B2, kiedy występują wyjątkowe zamiecie śnieżne i na dachach powstają zasy śnieżne. Rozpatrując te przypadki obciążeń (dla których są stosowne współczynniki kształtu dachu podane w Załączniku B) należy przyjąć, że śniegu nie ma na pozostałej części dachu. W Załączniku B podano współczynniki kształtu dachu dla wyjątkowych zasp śnieżnych. Uwzględniono dachy wielopołaciowe, dachy bliskie i przyległe do wyższych budowli oraz dachy, na których tworzą się zasy śnieżne przy wystęпах, przeszkodach i attykach.

### **2.5. Obciążenia wiatrem według PN-EN 1991-1-4**

#### **2.5.1. Wstęp**

Obciążenie wiatrem jest jednym z podstawowych uwzględnianych w analizie statycznej konstrukcji. Oszacowanie ekwiwalentnych obciążeń wiatrem budowli jest bardzo skomplikowane, gdyż zależy od dużej liczby różnorodnych czynników takich jak

- region klimatyczny,
- podstawowa prędkość wiatru,
- wysokość budowli i jej kształt,
- ekspozycja budowli w danym terenie,
- porywy wiatru,
- charakterystyka dynamiczna budowli,
- rodzaj ścian.

Stąd identyfikacja oddziaływania wiatru na budowle wymaga poznania zjawiska fizycznego jakim jest wiatr, a równocześnie szczegółowego określenia wielu jego cech oddziaływania, aby umożliwić ocenę ich wpływu na przeszkodę, jaką jest budowla na drodze jego ruchu. Zagadnieniom tym poświęcone są liczne prace Żurańskiego.

Przyczyną powstawania wiatru jest nierównomierne nagrzewanie się powierzchni Ziemi pod wpływem promieniowania słonecznego (które zależy przede wszystkim od szerokości geograficznej) oraz rozmieszczenia mórz i lądów. Różnice temperatury powodują różnice ciśnienia atmosferycznego. Wiatry powstają w wyniku nierównomiernego rozkładu ciśnienia atmosferycznego na powierzchni Ziemi. Różnice te powodują przepływ mas powietrza z obszarów o ciśnieniu podwyższonym do obszarów o ciśnieniu obniżonym. Wiatr jest to ruch powietrza względem powierzchni ziemi.

Prędkość wiatru zależy od spadku ciśnienia na jednostkę odległości, czyli od gradientu ciśnienia atmosferycznego. Taki ruch powietrza nazywa się wiatrem gradientowym. Występuje on na wysokości 300÷600 m nad powierzchnią gruntu. Poniżej tej wysokości leży warstwa tarciowa atmosfery (troposfery), w której występuje hamująca przepływ siła tarcia, wywołana chropowatością podłoża (czyli rodzajem, liczbą i wielkością przeszkód terenowych) oraz lepkością turbulentną powietrza. Powoduje ona zmniejszanie prędkości wiatru w miarę zbliżania się do powierzchni ziemi. W warstwie tarciowej występują krótkotrwałe, ciągłe zmiany prędkości i kierunku wiatru, których zależność od czasu i przestrzeni nazywana jest strukturą wiatru.

Zarówno prędkość jak i kierunek wiatru podlegają częstym wahaniom w czasie w skutek turbulencji – zjawisko to określa się jako porywistość wiatru. W ogólnej cyrkulacji atmosferycznej zmiany prędkości następują stosunkowo powoli - są one wielogodzinne lub wielodniowe. Chropowatość podłoża i zjawiska cieplne wywołują porywistość wiatru tj. chwilowe, przypadkowe zmiany jego prędkości i kierunku – określane mianem turbulencji. Czas uśredniania pomiaru prędkości wiatru porywistego powinien

być taki, aby fluktuacje prędkości chwilowych wokół wartości średniej miały charakter stacjonarny. W Polsce przyjęto 10 min czas uśredniania prędkości wiatru.

Obciążenie wiatrem, jako oddziaływanie przepływającego powietrza na budowlę, zależy od wielu czynników. Można je połączyć w 4 grupy powiązanych ze sobą parametrów, w sposób zaproponowany przez A.G. Davenporta. Taki model oceny oddziaływania wiatru przyjęto w PN-77/B-02011 i jego wartość charakterystyczną wyznacza się ze wzoru

$$p_k = q_k C_e C \beta, \quad (51)$$

w którym:

$q_k$  – wartość charakterystyczna ciśnienia prędkości wiatru, średnia z określonego czasu uśredniania, o określonym okresie powrotu, na wysokości 10 m nad poziomem gruntu w terenie otwartym, którą oblicza się ze wzoru

$$q_k = 0,5 \rho v_k^2, \quad (52)$$

$\rho$  – gęstość powietrza,

$v_k$  – wartość charakterystyczna prędkości wiatru, średnia z określonego czasu uśredniania, o określonym okresie powrotu, na wysokości 10 m nad poziomem gruntu w terenie otwartym,

$C_e$  – współczynnik ekspozycji,

$C$  – współczynnik aerodynamiczny,

$\beta$  – współczynnik działania porywów wiatru.

Współczynnik aerodynamiczny może być współczynnikiem ciśnienia, charakteryzującym ciśnienie zewnętrzne lub wewnętrzne, lub można go zastąpić współczynnikiem siły, np. współczynnikiem oporu aerodynamicznego, jeżeli wzór (51) będzie uzupełniony o pole powierzchni lub wymiar poprzeczny konstrukcji.

Wielkości w (51) charakteryzują kolejno wpływ na obciążenie wiatrem: warunków klimatycznych, terenu i wysokości nad nim oraz kształtu budowli i jej właściwości dynamicznych. Współczynnik  $\beta$  może być traktowany jako współczynnik porywistości w obliczeniach konstrukcji lub elementów, np. ścian osłonowych, traktowanych jako niepodatne na dynamiczne oddziaływanie porywów wiatru bądź jako współczynnik dy-

namiczny (współczynnik odpowiedzi na działanie porywów wiatru, w przypadku konstrukcji podatnych na takie działanie). Każda z wymienionych wielkości (z wyjątkiem gęstość powietrza) jest zmienną losową, zależną od wielu czynników, które są uwzględniane za pomocą dodatkowych zależności.

### 2.5.2. Modele obliczeniowe obciążenia wiatrem w PN-EN 1991-1-4

Oddziaływanie wiatru przedstawiono w PN-EN 1991-1-4 za pomocą uproszczonych układów ciśnienia lub sił równoważnych ekstremalnych efektom wiatru turbulentnego. W związku z tym siły wywierane przez wiatr na konstrukcję mogą być wyznaczone za pomocą współczynników ciśnienia (wówczas należy brać pod uwagę zarówno ciśnienie zewnętrzne jak i wewnętrzne oraz oddzielnie wyznaczać siły tarcia) lub współczynników sił, przemnożonych przez współczynnik konstrukcyjny, uwzględniający efekt oddziaływania wiatru, wynikający z niejednoczesnego wystąpienia wartości szczytowej ciśnienia na powierzchni konstrukcji wraz z efektem drgań konstrukcji, wywołanych turbulentnym oddziaływaniem wiatru.

W PN-EN 1991-1-4 zastosowano odmienne podejście do oceny oddziaływania wiatrem niż PN-77/B-02011. Wzór (51) został sprowadzony do iloczynu dwóch wielkości i w związku z tym jedna z nich jest przedstawiona za pomocą rozbudowanego wyrażenia, gdyż zawiera wszystko to, co zostało zredukowane ze wzoru (51). Ponadto rozdzielono obciążenia działające na przegrody budynków oraz na konstrukcję nośną jako całość.

Ciśnienie wiatru działające na powierzchnie odpowiednio zewnętrzne ( $e$ ) i wewnętrzne ( $i$ ) oblicza się ze wzorów

$$w_e = q_p(z_e)c_{pe}, \quad (53)$$

$$w_i = q_p(z_i)c_{pi}, \quad (54)$$

obciążenie siłą skupioną zaś jest wyznaczane za pomocą wzoru

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref}, \quad (55)$$

gdzie:

$q_p(z_e), q_p(z_i)$  – wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru do obliczeń ciśnienia odpowiednio zewnętrznego ( $e$ ) i wewnętrznego ( $i$ ),

$c_{pe}, c_{pi}$  – współczynnik ciśnienia odpowiednio zewnętrznego ( $e$ ) i wewnętrznego ( $i$ ),

$c_f$  – współczynnik siły aerodynamicznej, np. oporu aerodynamicznego,

$c_s c_d$  – współczynnik konstrukcyjny,

$c_s$  – współczynnik rozmiarów,

$c_d$  – współczynnik dynamiczny,

$z_e, z_i$  – wysokość odniesienia do obliczeń ciśnienia odpowiednio zewnętrznego ( $e$ ) i wewnętrznego ( $i$ ),

$A_{ref}$  – powierzchnia odniesienia.

W podejściu według PN-EN 1993-1-4, z wyjątkiem współczynnika ciśnienia, wszystkie pozostałe wielkości występujące we wzorze (51) zostały wprowadzone do wzoru na wartość szczytową ciśnienia prędkości wiatru  $q_p(z)$ .

Wartość szczytową ciśnienia prędkości wiatru wyznacza się ze wzoru:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot 0,5 \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b, \quad (56)$$

gdzie:

$I_v(z)$  – intensywność turbulencji,

$v_m(z)$  – wartością średnią prędkości wiatru,

$c_e(z)$  – współczynnik ekspozycji,

$q_b$  – bazowe ciśnienie prędkości wiatru.

Średnia prędkość wiatru  $v_m(z)$  na wysokości  $z$  nad poziomem terenu zależy od chropowatości, rzeźby terenu oraz od bazowej prędkości wiatru  $v_b$  i jest wyznaczana z wyrażenia

$$v_m = c_r(z) c_o(z) v_b, \quad (57)$$

Współczynnik chropowatości  $c_r(z)$  uwzględnia wpływ rodzaju terenu i wysokości  $z$  nad nim na prędkość prędkości wiatru. Wyznacza się go ze wzoru

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (58)$$

w którym

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right), \quad (59)$$

W tych wzorach  $z$  jest wysokością nad poziomem gruntu, a  $z_0$  jest parametrem chropowatości ( $z_{0,II} = 0,05$  m - w przypadku terenu podstawowego kategorii II). Współczynnik chropowatości  $c_r(z)$  według Załącznika Krajowego do PN-EN 1993-1-4 podano tabl. 8. Współczynnik rzeźby terenu  $c_o(z)$  uwzględnia wpływ lokalnego ukształtowania terenu (orografii; wpływ skarp lub pojedynczych wzniesień) i jest zazwyczaj przyjmowany  $c_o(z) = 1,0$ .

Według PN-EN 1993-1-4 współczynnik ekspozycji  $c_e(z)$  jest określony wzorem:

$$c_e(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot [c_r(z)c_o(z)]^2. \quad (60)$$

Obciążenie wiatrem konstrukcji w miejscu jej lokalizacji wyznacza się przeliczając podstawową wartość bazową ciśnienia prędkości  $v_b$  (ustaloną jako niezależną od kierunku wiatru i pory roku, na wysokości 10 m nad poziomem gruntu w terenie otwartym „rolniczym” kategorii II) na wartość chwilową w funkcji wysokości nad poziomem gruntu  $z$ . Dokonuje się tego obliczając intensywność turbulencji  $I_v(z)$  zależną od rodzaju terenu i wysokości nad nim.

Intensywność turbulencji  $I_v(z)$  w terenie płaskim przedstawiono w PN-EN 1993-1-4 za pomocą wzoru

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad (61)$$

w którym:

$\sigma_v$  – średnie odchylenie standardowe fluktuacji prędkości chwilowych wokół wartości średniej,

$z$  – wysokość nad poziomem gruntu,

$z_0$  – parametrem chropowatości.



Współczynnik konstrukcyjny  $c_s c_d$  uwzględnia efekt oddziaływania wiatru wynikający z niejednoczesnego wystąpienia wartości szczytowej ciśnienia na powierzchni konstrukcji ( $c_s$ ) wraz z efektem drgań konstrukcji, wywołanych turbulentnym oddziaływaniem wiatru ( $c_d$ ). Jest on iloczynem współczynnika rozmiarów konstrukcji

$$c_s = \frac{1 + 7 I_v(z_s) \sqrt{B^2}}{1 + 7 I_v(z_s)}, \quad (62)$$

oraz współczynnika dynamicznego

$$c_d = \frac{1 + 2 k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(z_s) \sqrt{B^2}}. \quad (63)$$

Wyrażenia  $B^2$  i  $R^2$  ujmują, pozarezonansową i rezonansową część odpowiedzi konstrukcji.

Według PN-EN 1993-1-4 można przyjmować  $c_s c_d = 1,0$ , jeżeli:

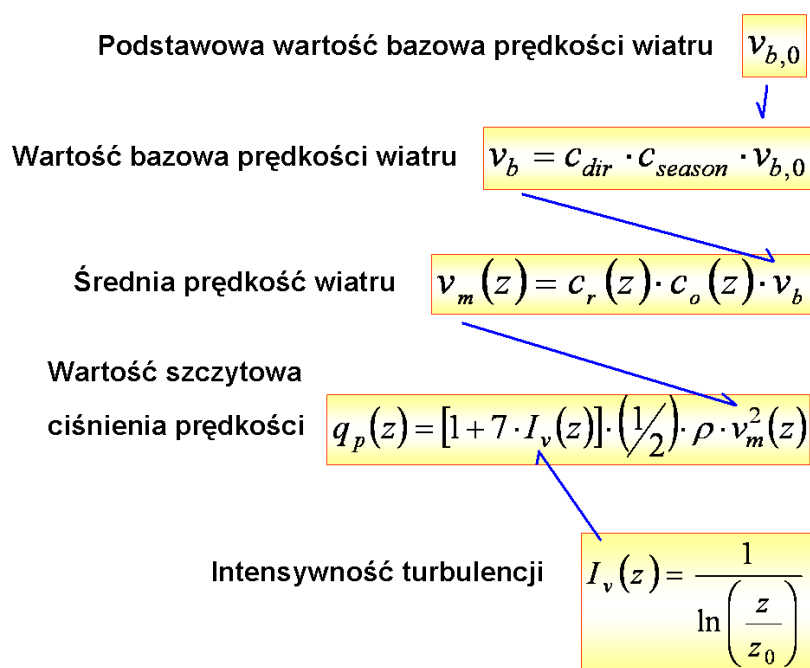
- wysokość budynku jest mniejsza niż 15 m,
- elementy ścian osłonowych i dachu mają częstotliwość drgań własnych  $n > 5$  Hz,
- budynki ramowe mają wysokość do 100 m, a ich wymiar w linii wiatru jest 4 razy większy niż wysokość,
- kominy o przekroju kołowym przy wysokości  $H < 60$  m i mają smukłość  $H/D < 6,5$ .

W Załączniku D do PN-EN 1993-1-4 podano wartości współczynnika  $c_s c_d$  dla niektórych typów budynków i kominów, a w Załącznikach B i C zamieszczono dwie alternatywne procedury obliczania współczynnika konstrukcyjnego.

Procedurę wyznaczania wartości szczytowej ciśnienia prędkości  $q_p(z)$  przedstawiono na rys. 30. Należy określić następujące parametry:

- bazową prędkość wiatru  $v_b$ ,
- wysokość odniesienia  $z_e$  lub  $z_i$
- kategorię terenu,
- wartość charakterystyczna szczytowego ciśnienia prędkości wiatru  $q_p(z)$ ,

- intensywność turbulencji  $I_v$ ,
- średnią prędkość wiatru  $v_m$ ,
- współczynnik rzeźby terenu  $c_o(z)$ ,
- współczynnik chropowatości  $c_r(z)$ .



Rys. 32. Schemat procedury wyznaczania wartości szczytowej ciśnienia prędkości wiatru  $q_p(z)$  wg PN-EN 1993-1-4

### 2.5.3. Prędkość bazowa, współczynnik chropowatości, współczynnik ekspozycji i współczynnik kierunkowy

Oddziaływanie charakterystyczne wiatru wyznacza się poczynając od określenia bazowej wartości prędkości lub ciśnienia prędkości.

Podstawowa wartość bazowa prędkości wiatru  $v_{b,0}$  jest wartością średnią 10. minutową, niezależną od kierunku wiatru i pory roku, na wysokości 10 m nad poziomem gruntu w terenie otwartym (kategorii II wg tab. 4.1 w PN-EN 1991-1-4). Jest ona wartością charakterystyczną, której roczne prawdopodobieństwo przekroczenia wynosi 0,02, co odpowiada średniemu okresowi powrotu 50 lat.

W Załączniku Krajowym do PN-EN 1993-1-4 podano podstawowe wartości bazowe prędkości wiatru  $v_{b,0}$  i ciśnienia prędkości  $q_{b,0}$  w poszczególnych strefach (tab. 8), a także mapę podziału kraju na strefy. Na rys. 33 podano podział kraju na trzy strefy obciążenia wiatrem.

Tabl. 8. Wartości podstawowe bazowej prędkości wiatru  $v_{b,0}$  i ciśnienia prędkości wiatru  $q_{b,0}$  w strefach według PN-EN 1993-1-4

Strefa	$v_{b,0}$		$q_{b,0}$	
	$A \leq 300$ m	$A > 300$ m	$A \leq 300$ m	$A > 300$ m
1	22	$22[1 + 0,0006(A - 300)]$	0,30	$0,3[1 + 0,0006(A - 300)]^2$
2	26	22	0,42	0,42
3	22	$22[1 + 0,0006(A - 300)]$	0,30	$0,3[1 + 0,0006(A - 300)]^2 \left( \frac{20000 - A}{20000 + A} \right)$

$A$  - wysokość nad poziomem morza (m)



Rys. 33. Podział Polski na strefy obciążenia wiatrem wg PN-EN 1993-1-4

Bazowa prędkość wiatru  $v_b$  jest określana jako zmodyfikowana wartość podstawowa  $v_{b,0}$ , uwzględniająca kierunek i pory roku, którą oblicza się ze wzoru:

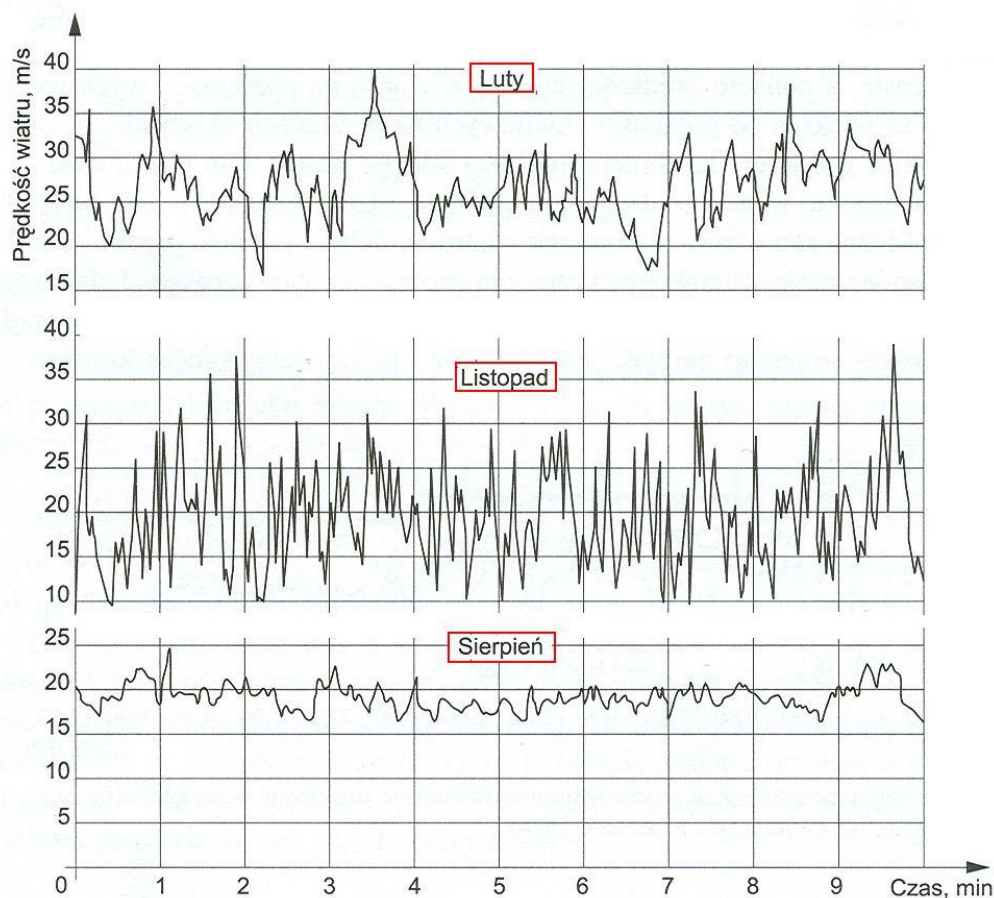
$$v_b = v_{b,0} c_{dir} c_{season} \quad , \quad (64)$$

gdzie:

$c_{dir}$  – współczynnik kierunkowy,

$c_{season}$  – współczynnik sezonowy.

Współczynnik  $c_{dir}$  pozwala uwzględnić kierunek wiatru (tabl. 9), współczynnik  $c_{season}$  umożliwia obliczanie konstrukcji tymczasowych, albo znajdujących się w stadium budowy, jeśli w analizie można uwzględnić porę roku (miesiąc). Z uwagi na brak danych pomiarowych przyjmuje się  $c_{season} = 1,0$ . Można jednak go uwzględnić korzystając z danych stacji meteorologicznej usytuowanej w pobliżu miejsca lokalizacji budowanego obiektu. Przykład zmian prędkości wiatru w zależności od pory roku pokazano na rys. 34.



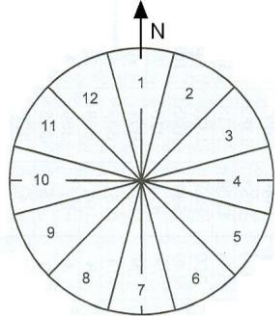
Rys. 34. Przykładowe zmiany prędkości wiatru w zależności od pory roku

Wartości współczynnika kierunkowego  $c_{dir}$  ustalono na podstawie danych z pomiarów. Wszystkie rejestrowane kierunki wiatru podzielono na 12 sektorów o rozwarości 30° każdy. Wartości współczynnika kierunkowego  $c_{dir}$  oszacowano jako stosunku prędkości charakterystycznej z poszczególnych sektorów do wartości największej. W tabl. 9 podano wartości współczynnika kierunkowego  $c_{dir}$  według PN-EN 1993-1-4.

Tabl. 9. Wartości współczynnika kierunkowego  $c_{dir}$  wg PN-EN 1993-1-4

Strefa	Kierunek wiatru (sektor)											
	0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0,8	0,7					0,8	0,9	1,0		1,0	
II	1,0	0,9	0,8	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0
III	0,7					0,9	1,0				0,9	

Uwaga:  
sektor 1 oznacza kierunek północy 0° (360°)



W Załączniku Krajowym do PN-EN 1993-1-4 zaproponowano zależność prędkości wiatru od rodzaju terenu i wysokości nad nim zawrzeć we współczynniku ekspozycji  $c_e(z)$  (tabl. 2.5). Zdefiniowano go w odniesieniu do 5 kategorii terenu (od 0 do IV) opisanych w Załączniku A do PN-EN 1993-1-4.

Szczytowe ciśnienie prędkości  $q_p(z)$ , które łączy wartość średnią i chwilowe fluktuacje prędkości wiatru można też wyznaczyć ze wzoru

$$q_p(z) = q_b c_e(z), \quad (65)$$

gdzie:

$q_b$  – bazowe ciśnienie prędkości wiatru (jeśli  $c_{dir} = 1,0$  oraz  $c_{season} = 1,0$ , to  $q_b = q_{b,0}$ ,

wówczas  $q_{b,0}$  – według tabl. 8),

$c_e(z)$  – współczynnik ekspozycji – według tabl. 10.

Tabl. 10. Współczynnik chropowatości  $c_r(z)$  i współczynnik ekspozycji  $c_e(z)$  oraz  $z_{\min}$  oraz  $z_{\max}$  wg PN-EN 1993-1-4

Kategoria terenu	$c_r(z)$	$c_e(z)$	$z_{\min}$ , m	$z_{\max}$ , m
0	$1,3\left(\frac{z}{10}\right)^{0,11}$	$3,0\left(\frac{z}{10}\right)^{0,17}$	1	200
I	$1,2\left(\frac{z}{10}\right)^{0,13}$	$2,8\left(\frac{z}{10}\right)^{0,19}$	1	200
II	$1,0\left(\frac{z}{10}\right)^{0,17}$	$2,3\left(\frac{z}{10}\right)^{0,24}$	2	300
III	$0,8\left(\frac{z}{10}\right)^{0,19}$	$1,9\left(\frac{z}{10}\right)^{0,26}$	5	400
IV	$0,6\left(\frac{z}{10}\right)^{0,24}$	$1,5\left(\frac{z}{10}\right)^{0,29}$	10	500
Uwaga: $c_r(z)$ i $c_e(z)$ dla wysokości $z > z_{\max}$ należy przyjmować jak dla $z_{\max}$				

#### 2.5.4. Współczynniki ciśnienia i sił aerodynamicznych

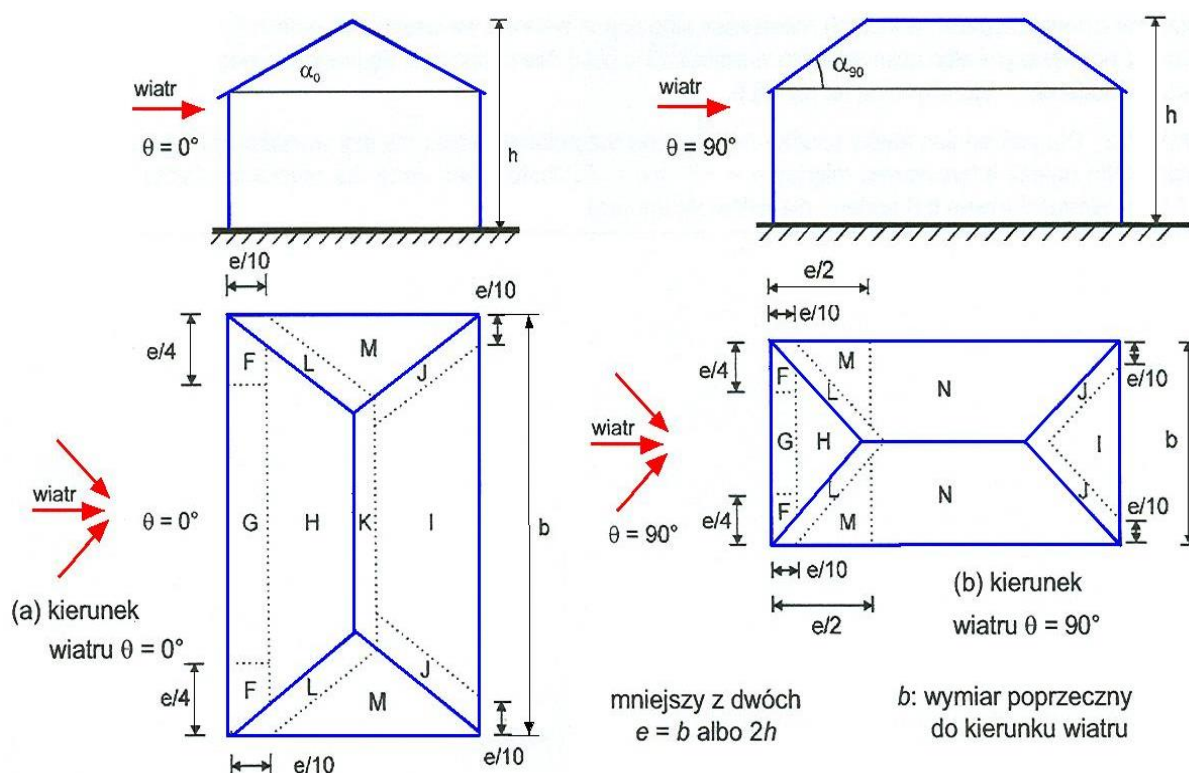
W PN-EN 1991-1-4 podano wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego i ciśnienia wewnętrznego budynków, także zewnętrznych ścian dwupowłokowych, wypadkowego ciśnienia działającego na wiaty, tablice, ogrodzenia oraz obiektów o kształtach kulistych i walcowych. Zamieszczono też współczynniki sił aerodynamicznych działających na konstrukcje smukłe, mosty oraz elementy konstrukcji (kształtowniki). Podano także współczynniki obciążenia stycznego.

Współczynniki ciśnienia zewnętrznego budynków  $c_{pe}$  zależą od rozmiarów ich analizowanej powierzchni o polu  $A$ , które jest obszarem konstrukcji zbierającym obciążenie wiatrem z obliczanej sekcji. Dzielą się one na globalne  $c_{pe,10}$  i lokalne  $c_{pe,1}$ . Współczynniki lokalne  $c_{pe,1}$  są współczynnikami ciśnienia do obliczania obciążenia na powierzchni  $1 \text{ m}^2$ . Mogą być stosowane w obliczeniach małych elementów i łączników. Współczynniki globalne  $c_{pe,10}$  są współczynnikami ciśnienia do obliczania obciążenia



na powierzchni  $10 \text{ m}^2$ . Mogą być stosowane do obliczania obciążenia na powierzchniach większych niż  $10 \text{ m}^2$ . Ściany i dachy w zależności od wymiarów i kształtu podzielone są na pola (sekcje), dla których podane są współczynniki ciśnienia zewnętrznego lokalne  $c_{pe,1}$  i globalne  $c_{pe,10}$ .

Przykład podziału powierzchni na sekcje dla dachu czterospadowego pokazano na rys. 35. Wartości współczynników ciśnienia globalnego  $c_{pe,10}$  oraz lokalnego  $c_{pe,1}$  tego dachu przedstawiono w tabl. 11.



Rys. 35. Oznaczenie podziału dachu czterospadowego na sekcje wg PN-EN 1991-1-4

W PN-EN 1991-1-4 podano szczegółowo potraktowane współczynniki ciśnienia zewnętrznego w przypadku ścian, dachów: płaskich, jedno-, dwu- i czterospadowych (rys. 11), łukowych i kopuł.

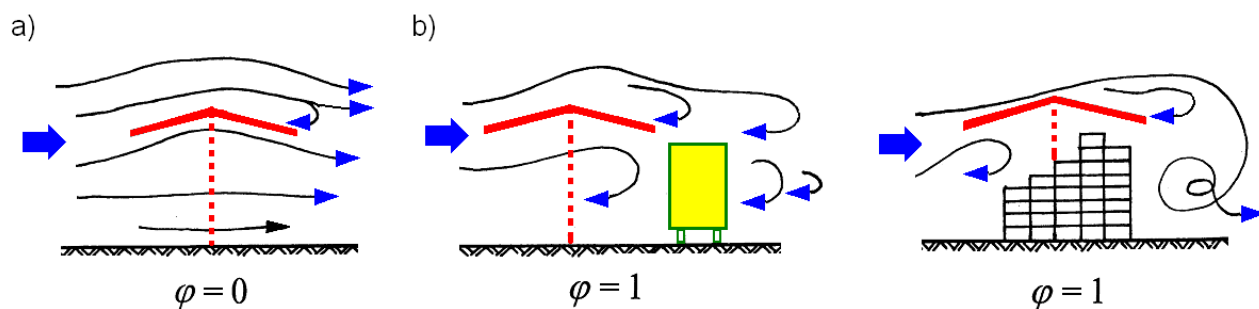
Zgodnie z PN-EN 1991-1-4 współczynniki ciśnienia wewnętrznego zależą od rodzajów i rozmieszczenia otworów w przegrodach.

W odniesieniu do wiat i ścian wolnostojących, attyk i ogrodzeń należy stosować współczynniki ciśnienia netto.

Tabl. 11. Współczynniki ciśnienia globalnego  $c_{pe,10}$  i lokalnego  $c_{pe,1}$  dachu czterospadowego wg PN-EN 1991-1-4

Kąt spadku $\alpha_0$ dla $\theta = 0^\circ$ $\alpha_{90}$ dla $\theta = 90^\circ$	Pole dla kierunku wiatru $\theta = 0^\circ$ i $\theta = 90^\circ$																		
	F		G		H		I		J		K		L		M		N		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3	-0,6	-0,6	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,4					
	+0,0		+0,0		+0,0														
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,5	-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3				
	+0,2		+0,2		+0,2														
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,7	-1,2	-0,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2					
	+0,5		+0,7		+0,4														
45°	-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	-0,3	-0,6	-0,3	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2							
	+0,7		+0,7										+0,6						
60°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-2,0	-0,4	-0,2								
75°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-2,0	-0,4	-0,2								

W przypadku wiat obciążenie wiatrem zależy od rozmiarów i sposobu ułożenia pod dachem przedmiotów (lub ich braku). Powodują one bowiem zahamowanie przepływu powietrza i wzrost ciśnienia działającego od dołu na wiatę. Stopień ograniczenia przepływu pod wiatą pokazano na rys. 36. Zależy on od współczynnika ograniczenia przepływu  $\varphi$ , który jest stosunkiem pola możliwych do składowania rzeczywistych przeszkód pod dachem, do pola przekroju poprzecznego przestrzeni pod wiatą. Wartość  $\varphi = 0$  wskazuje na brak czegokolwiek pod wiatą, a wartość  $\varphi = 1$  reprezentuje przestrzeń pod wiatą całkowicie zablokowaną przez zawartość sięgającą nawięcej zewnętrznej krawędzi dachu (nie jest to budynek zamknięty).



Rys. 36. Przepływ powietrza wokół wiat



Według PN-EN 1991-1-4 współczynniki siły należy stosować do tablic, elementów konstrukcyjnych: o prostokątnym przekroju poprzecznym, o przekrojach z ostrymi narożami, o przekroju poprzecznym w kształcie wielokąta foremnego, walców kołowych, kul, konstrukcji kratowych, rusztowań i flag. Jeżeli ma to znaczenie, to należy uwzględnić współczynnik swobodnego końca będący funkcją smukłości.

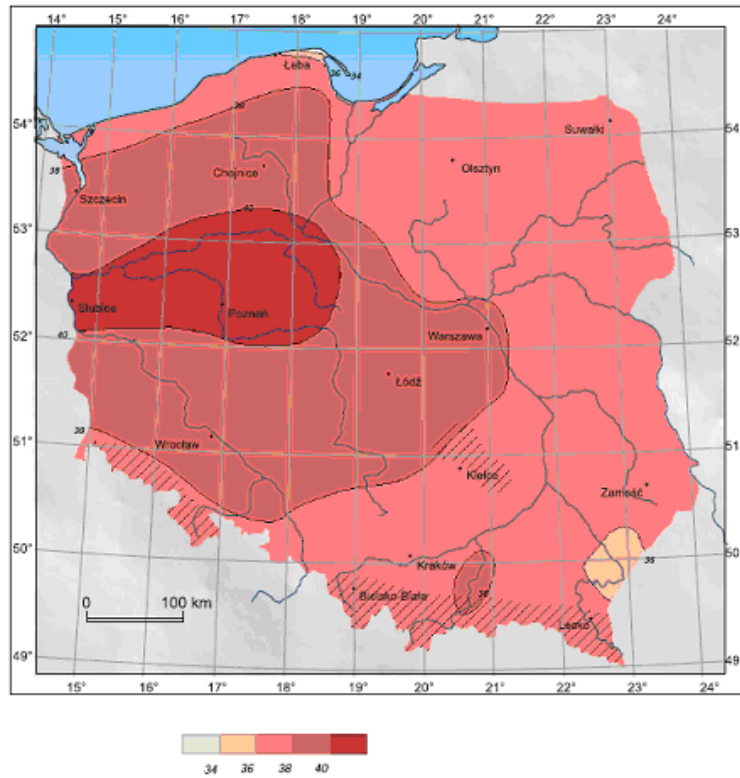
Całkowicie nowe są podane w PN-EN 1991-1-4 zasady ustalania obciążenia wiatrem mostów. Ograniczają się one do mostów o stałej wysokości pomostu, o określonych przekrojach i składające się z jednego pomostu o jednym lub wielu przęsłach. Inne przypadki, zgodnie z Załącznikiem Krajowym do PN-EN 1991-1-4, należy rozpatrywać indywidualnie.

W PN-EN 1991-1-4 zamieszczono obszerne załączniki. W Załączniku A podano ilustracje kategorii terenu jak również zasady uwzględniania wpływu rzeźby terenu, w tym także wysokości przemieszczenia poziomu zerowego, zmiany chropowatości terenu i wpływu konstrukcji sąsiadujących. W Załącznikach B i C przedstawiono alternatywne procedury obliczania współczynnika konstrukcyjnego. W Załączniku D omówiono współczynniki konstrukcyjne dla różnych rodzajów konstrukcji. W Załączniku E podano zasady obliczania odpowiedzi konstrukcji na wzbudzenie wirowe, jak również zalecenia dotyczące innych efektów aeroelastycznych. W Załączniku F podano zasady określania charakterystyk dynamicznych konstrukcji w zakresie drgań liniowych.

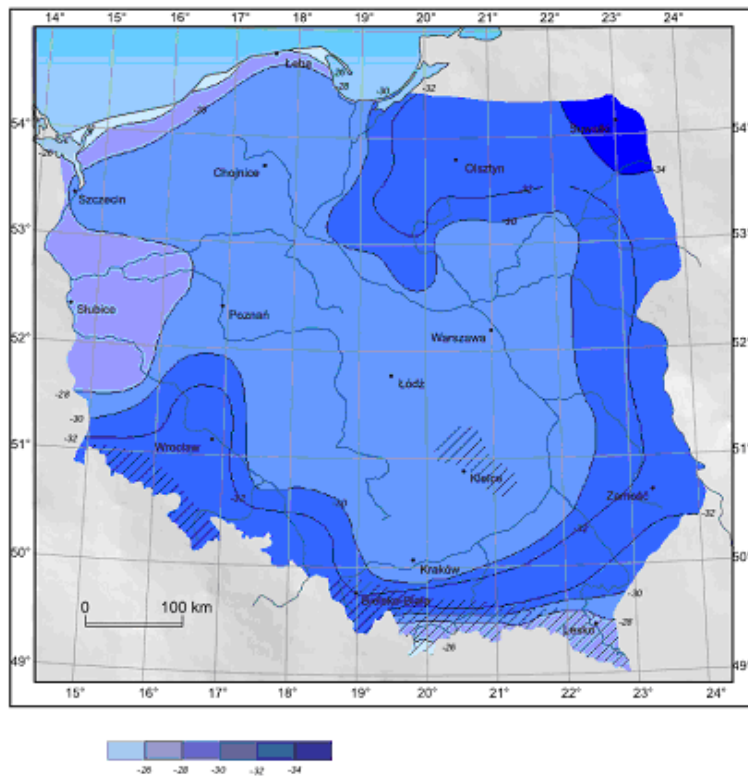
## **2.6. Oddziaływania termiczne według PN-EN 1991-1-5**

Zgodnie z PN-EN 1990 oddziaływania termiczne należy określać w każdej sytuacji obliczeniowej. Nie jest wymagane uwzględnienie wpływu oddziaływań termicznych w konstrukcjach, które nie są wystawione na działanie dobowych i sezonowych oraz wynikających z eksploatacji (technologicznych zmian temperatury). Konstrukcje nośne oraz jej elementy składowe powinny być sprawdzane w celu stwierdzenia czy ich przemieszczenia termiczne nie spowodują powstania wyężeń przekraczających wytrzymałość materiałów konstrukcyjnych, a także czy zapewniona jest swoboda przemieszczeń w wyniku zastosowania dylatacji.

W Załączniku Krajowym do PN-EN 1991-1-5 zamieszczono mapy temperatur dodatnich (rys. 37) i temperatur ujemnych (rys. 38) na terenie Polski.



Rys. 37. Rozkład temperatur  $T_{max}$  na terenie Polski wg PN-EN 1991-1-5



Rys. 38. Rozkład temperatur  $T_{min}$  na terenie Polski wg PN-EN 1991-1-5

Zasady uwzględniania oddziaływań termicznych, wynikających z warunków klimatycznych oraz warunków użytkowania budynków i obiektów inżynierskich podano w PN-EN 1991-1-5. Należy je klasyfikować jako oddziaływania zmienne i o charakterze pośrednim. PN-EN 1991-1-5 jest przeznaczona do stosowania w projektowaniu konstrukcji łącznie z PN-EN 1990, innymi częściami PN-EN 1991 i PN-EN 1992÷1999.

W PN-EN 1991-1-5 podano zasady i reguły obliczania oddziaływań termicznych na budynki, mosty i inne konstrukcje oraz ich elementy. Podane zostały także zasady niezbędne do obliczeń okładzin i innych „wystających” elementów budynków.

W proponowanym w PN-EN 1991-1-5 modelu obliczeniowym przyjęto, że dobowe i sezonowe zmiany temperatury powietrza, promieniowania słonecznego, wypromieniowania itp. wywołują zmiany w rozkładzie temperatury w poszczególnych elementach konstrukcji, których wielkość zależy od lokalnych warunków klimatycznych, orientacji konstrukcji, jej całkowitej masy, wykończenia, systemów ogrzewania i wentylacji oraz izolacji termicznej. W analizie temperatury wewnątrz pojedynczego elementu konstrukcji rozpatruje się składową równomierną temperatury, dwie składowe liniowo zmienne różnicy temperatury względne obydwu osi bezwładności przekroju i składową nieliniowo zmienną różnicy temperatur, wywołującą powstanie naprężeń samorównoważących się, które nie powodują dodatkowego obciążenia elementu.

Odkształcenia i wynikające z nich naprężenia zależą od geometrii i warunków brzegowych badanego elementu i właściwości fizycznych zastosowanych materiałów.

W odniesieniu do zmian temperatur w budynkach składową równomierną temperatury określono jako różnicę między średnią temperaturą elementu i jego temperaturą początkową. Składową liniowo zmienną temperatury określono przez różnicę między temperaturami na zewnętrznej i wewnętrznej powierzchni przekroju poprzecznego lub między temperaturami w poszczególnych warstwach. Różnicę temperatury między różnymi częściami konstrukcji przyjmuje się jako różnicę między średnimi temperaturami tych części.

W PN-EN 1991-1-5 podano zalecane temperatury środowiska wewnętrznego zimą i latem, zalecane temperatury: dla budynków usytuowanych powyżej powierzchni terenu (zależne od współczynnika absorpcji powierzchni i jej usytuowania), dla podziemnych części budynków (zależne od głębokości poniżej poziomu terenu), które służą do określenia składowej równomiernej temperatury elementu konstrukcji.

W przypadku oceny zmian temperatury mostów w PN-EN 1991-1-5 rozróżniono zmiany w pomostach i podporach mostowych. Wyróżniono 3 rodzaje pomostów:

- stalowe (stalowy dźwigar skrzynkowy i stalowa kratownica lub blachownica),
- zespolone i betonowe (płyta betonowa, belka betonowa),
- betonowy dźwigar skrzynkowy.

Przyjęto, że reprezentatywne wartości oddziaływań termicznych powinny być określone na podstawie składowej równomiernej temperatury i składowych różnicy temperatury. Podano rodzaje efektów, które mogą być istotne w analizie konstrukcji. W podporach mostowych zaleca się uwzględniać różnice temperatury między zewnętrznymi powierzchniami podpór mostowych.

W PN-EN 1991-1-5 podano zalecenia dotyczące oceny zmian temperatur w kominach przemysłowych, rurociągach, silosach, zbiornikach i chłodniach kominowych. Takie obiekty należy obliczać z uwzględnieniem: klimatycznych oddziaływań termicznych spowodowanych zmianami temperatury powietrza w cieniu i promieniowania słonecznego, rozkładu temperatury powstałego w warunkach normalnego i wyjątkowego sposobu użytkowania, efektów wynikających z wzajemnego oddziaływania między konstrukcją a znajdującą się w niej zawartością podczas zmian temperatury (np. skurczu konstrukcji względem stałej, sztywnej zawartości lub rozszerzania się jej stałej zawartości podczas ogrzewania lub stygnięcia). Ponadto należy rozpatrywać osobno dla każdej warstwy równomierną i liniowo zmienną różnicę temperatury, uwzględniając warunki klimatyczne i eksploatacyjne.

W PN-EN 1991-1-5 zamieszczono dodatkowe dane w Załącznikach.

Normatywny Załącznik A podaje izotermy minimalnych i maksymalnych krajowych temperatur powietrza w cieniu określone przy założeniu rocznego prawdopodobieństwa ich przekroczenia równego 0,02 i podaje sposoby określania wartości maksymalnych i minimalnych temperatury powietrza, których roczne prawdopodobieństwo przekroczenia jest inne niż 0,02. Załącznik uzupełniony jest danymi zamieszczonymi w Załączniku Krajowym.

Normatywny Załącznik B podaje różnice temperatury dla różnych grubości nawierzchni pomostów.

Informacyjny Załącznik C zawiera współczynniki rozszerzalności termicznej wybranych, najczęściej stosowanych materiałów.

Informacyjny Załącznik D podaje podstawy teoretyczne i wzory do określania rozkładów temperatury w budynkach i innych obiektach.

## 2.7. Oddziaływania w czasie wykonania konstrukcji według PN-EN 1991-1-6

W PN-EN 1991-1-6 podano zasady i reguły ogólne określania oddziaływań, które uwzględnia się w czasie wykonywania budynków i obiektów inżynierskich. Stosuje się je jako wskazówki do określania oddziaływań uwzględnianych w różnych rodzajach robót budowlanych, włącznie ze zmianami konstrukcyjnymi takimi, jak przebudowa i/lub częściowe lub całkowite zburzenie.

Zgodnie z PN-EN 1991-1-6 oddziaływania sklasyfikowano jako wykonawcze (które nie występują po zakończeniu robót budowlanych) i inne niż wykonawcze, ale występujące w czasie kolejnych etapów wykonywania budowli.

Do obciążeń wykonawczych należą: personel i narzędzia podręczne, składowanie przedmiotów przenośnych, urządzenia niestałe, przenośne ciężkie maszyny i sprzęt, skupienie materiałów zużytych i obciążenia od części konstrukcji w stanie przejściowym. Traktuje się je jako obciążenia zmienne, bezpośrednie i w większości umiejscowione. Jedynie personel i narzędzia podręczne przyjmuje się jako oddziaływania umiejscowione, a urządzenia stałe mogą być traktowane jako umiejscowione, bądź nieumiejscowione. Obciążenia personelem i narzędziami podręcznymi oraz częściami konstrukcji w czasie przejściowym mają charakter statyczny. Pozostałe obciążenia mogą mieć charakter statyczny lub dynamiczny.

Według PN-EN 1991-1-6 oddziaływania inne niż wykonawcze to: ciężar własny, przesunięcie ziemi, parcie gruntu, sprężenie, odkształcenia wstępne, temperatura, efekty skurczu i hydratacji, oddziaływania wiatru i śniegu, atmosferyczne obciążenia lodem, oddziaływania wyjątkowe oraz sejsmiczne. Klasyfikowane są one jako obciążenia stałe, zmienne i/lub wyjątkowe, pośrednie lub bezpośrednie, statyczne i dynamiczne zgodnie z PN-EN 1990, PN-EN 1991-1-1, PN-EN 1991-1-3, PN-EN 1991-1-4, PN-EN 1991-1-5, PN-EN 1991-1-7 oraz PN-EN 1992÷PN-EN 1999 i ISO 12494.

W PN-EN 1-1-6 podano zasady określania adekwatnych ze względu na warunki wykonania budowli, sytuacji obliczeniowych: przejściowych, wyjątkowych i sejsmicznych - odpowiednich do konstrukcji w całości, do elementów konstrukcyjnych, do częściowo wykonanej konstrukcji, a także do konstrukcji pomocniczych i sprzętu. Analizowane sytuacje obliczeniowe powinny uwzględniać warunki, które występują w przypadku każdego stadium wykonania zgodnie z PN-EN 1990 i powinny być zgodne z technologią wykonania przewidywaną w projekcie oraz uwzględniać wszelkie zmiany technologii realizacji budowli.

Należy uwzględnić, że wybranej sytuacji obliczeniowej powinien odpowiadać nominalny czas trwania, co najmniej równy przewidywanemu czasowi trwania rozważanego stadium wykonania. Analizując stany graniczne nośności należy sprawdzając we wszystkich wybranych przejściowych, wyjątkowych i sejsmicznych sytuacjach obliczeniowych uwzględniać odpowiednią geometrię i nośność częściowo wykonanej konstrukcji. Podobnie, należy sprawdzać stany graniczne użytkowości, uwzględniając wymagania dotyczące wykonanej konstrukcji.

W PN-EN 1991-1-6 sprecyzowano zasady określania wartości charakterystycznych i innych wartości reprezentatywnych oddziaływań. Zalecono, że powinny być one zgodne z podanymi w PN-EN 1990, PN-EN 1991, PN-EN 1997 i PN-EN 1998, jednak mogą być inne niż stosowane w obliczeniach wykonanej konstrukcji.

W Załącznikach A1 i A2 do PN-EN 1991-1-6 (o charakterze normatywnym) podano dodatkowe reguły do budynków i mostów.

W informacyjnym Załączniku B do PN-EN 1991-1-6 przedstawiono oddziaływaniom na konstrukcje w czasie zmian, przebudowy lub burzenia.

## **2.8. Oddziaływania wyjątkowe według PN-EN 1991-1-7**

W PN-EN 1991-1-7 określono strategie oraz reguły dotyczące zapewnienia bezpieczeństwa budynków i innych budowli na wypadek możliwych i niemożliwych do określenia oddziaływań wyjątkowych. Zależą one od: działań podjętych w celu zapobiegania lub zmniejszania dotkliwości oddziaływania wyjątkowego, prawdopodobieństwa wystąpienia określonego oddziaływania wyjątkowego, konsekwencji zniszczenia z powodu określonego oddziaływania wyjątkowego, percepcji społecznej i poziomu akceptowalnego ryzyka.

W PN-EN 1991-1-7 sprecyzowano i zdefiniowano: strategie oparte na określonych oddziaływaniach wyjątkowych i strategie oparte na ograniczeniu zasięgu zniszczenia miejscowego budowli. W odniesieniu do strategii opartych na określonych oddziaływaniach wyjątkowych (np. eksplozje i uderzenie) rozważono wyjątkowe sytuacje obliczeniowe w przypadkach: projektowania konstrukcji na wystarczającą odporność minimalną, zapobiegania lub zmniejszania oddziaływań (np. działania ochronne) oraz projektowania konstrukcji na przeniesienie oddziaływań.

Przyjęto, że można zaakceptować zniszczenie miejscowe spowodowane oddziaływaniami wyjątkowymi, pod warunkiem, że nie zagrazi to utracie stateczności całej

konstrukcji oraz zapewniona jest jej całkowita nośność, a także możliwe będzie podjęcie niezbędnych działań ratowniczych. Działania ochronne mogą polegać np. w przypadku budynków na zapewnieniu ochronnych elementów upustowych o małej masie i wytrzymałości w celu zmniejszenia skutków eksplozji. W zakres tych działań włączono również zastosowanie słupków ochronnych lub barier bezpieczeństwa.

Zgodnie z PN-EN 1991-1-7 strategie oparte na ograniczaniu zasięgu zniszczenia miejscowego polegają na: nadaniu wystarczającej, zwiększonej sztywności konstrukcji w celu umożliwienia przekazywania oddziaływań do alternatywnych ścieżek obciążenia, projektowania bezpiecznych składników konstrukcji, od których zależy jej stateczność (jako elementów zasadniczych przenoszących oddziaływania wyjątkowe) oraz projektowaniu elementów konstrukcyjnych wykonanych z materiałów o wystarczającej ciągliwości i umożliwiającym pochłanianie znacznej energii odkształcenia bez zerwania.

W analizie bezpieczeństwa konstrukcji z uwagi na oddziaływania wyjątkowe zgodnie z PN-EN 1990, w wyjątkowych sytuacjach obliczeniowych wyróżniono 3 klasy konsekwencji:

- CC1 – niskie konsekwencje zniszczenia,
- CC2 – średnie konsekwencje zniszczenia i
- CC3 – wysokie konsekwencje zniszczenia.

W zależności od rodzaju obiektu i konsekwencji zniszczenia jego ustroju nośnego przyjmuje się różne poziomy niezawodności (RCX) oraz adekwatne do nich poziomy nadzoru projektowania (DSLY) i inspekcji (kontroli) wykonawstwa (ILY).

W PN-EN 1991-1-7 omówiono oddziaływania wyjątkowe spowodowane uderzeniem pojazdów drogowych (z wyłączeniem uderzeń w konstrukcje lekkie), uderzeniem podnośników widłowych, uderzeniem pociągów (z wyłączeniem uderzeń w konstrukcje lekkie), uderzeniem od statków i twardym lądowaniem helikopterów na dachach. Należy je wyznaczyć na podstawie analizy dynamicznej lub jako reprezentowane przez równoważną siłę statyczną. Przyjęto założenie, że ciało uderzające pochłania całą energię. Ponadto podano równoważne siły statyczne spowodowane uderzeniem samochodowym w elementy konstrukcji wsporczych powyżej lub w sąsiedztwie jezdni, a także uderzeniem samochodem ciężarowym w nadbudowy. Określono też sposób przyjmowania obciążeń spowodowanych uderzeniem podnośników widłowych.

W PN-EN 1991-1-7 przedstawiono oddziaływania spowodowane przez eksplozje wewnętrzne w odniesieniu do projektowania wszystkich części budynku i innych bu-

dowli. Dotyczy to obiektów, gdzie jest spalany lub przetwarzany gaz, lub są składowane albo transportowane materiały wybuchowe takie, jak gazy wybuchowe, płyny tworzące wybuchowe opary lub gaz. Konstrukcje nośne takich obiektów powinny być tak projektowane, aby powstrzymać stopniowe zawalenie się wynikające z eksplozji wewnętrznej. Ponadto należy zastosować rozwiązania konstrukcyjne ograniczające konsekwencję eksplozji.

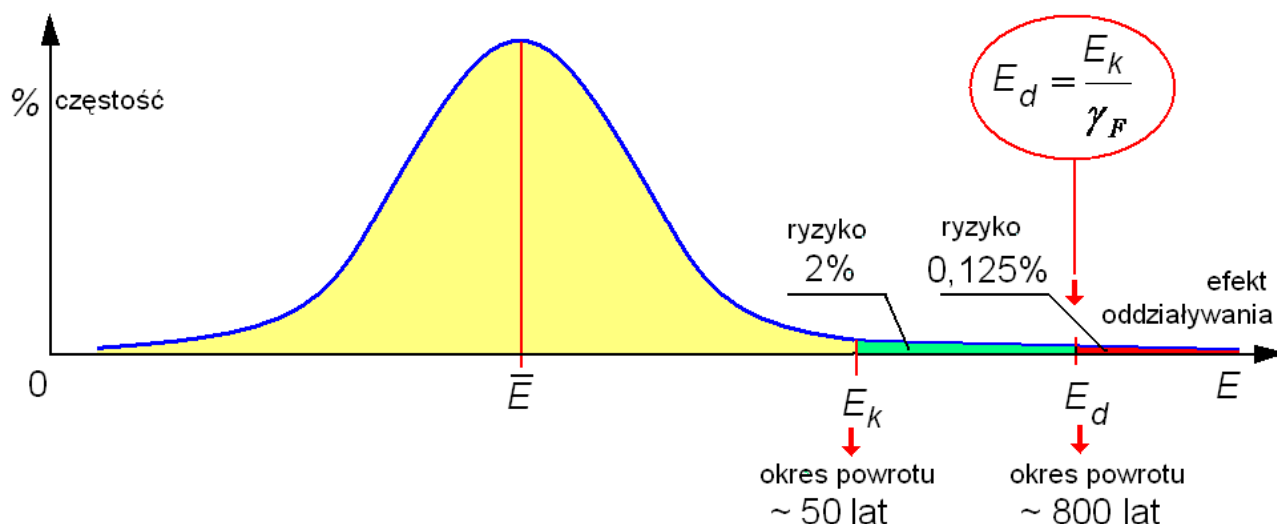
PN-EN 1991-1-7 zawiera 4 załączniki o charakterze informacyjnym. Załącznik A określa zasady i metody projektowania budynków z uwzględnieniem postulatu ograniczenia obszaru zniszczenia miejscowego od nieokreślonej przyczyny tak, aby uniknąć niewspółmiernego zawalenia się. Załącznik B zawiera wytyczne do planowania i dokonania oceny ryzyka w zakresie budynków i budowli. Załącznik C określa wytyczne do przybliżonego projektowania dynamicznego konstrukcji poddanych uderzeniom wyjątkowym przez pojazdy drogowe, pojazdy kolejowe i statki, na podstawie modeli uproszczonych lub empirycznych. Załącznik D dotyczy eksplozji wewnętrznych pyłów w pomieszczeniach, ładowniach okrętowych i zbiornikach na materiały sypkie, eksplozji gazu ziemnego oraz eksplozji w tunelach drogowych i kolejowych.

## 2.9. Uwagi końcowe

Wybór poziomu bezpieczeństwa jest kompromisem między minimalnymi nakładami ekonomicznymi niezbędnymi do powstania budowli (i jej utrzymania zgodnie z przeznaczeniem) oraz uzyskanym stopniem niezawodności, gwarantującym małe prawdopodobieństwo zniszczenia obiektu (którego skutki byłyby akceptowane ze względów ekonomicznych lub związanych z zagrożeniem życia ludzkiego). W tym aspekcie należy zwrócić uwagę, na znaczenie prognozy wystąpienia niekorzystnych sytuacji dla obiektu – właściwej identyfikacji oddziaływań.

Na uwagę zasługuje fakt, że wartości obliczeniowe oddziaływań klimatycznych przyjmowane zgodnie z Eurokodami (np. śniegiem -  $S_d = S_k \cdot \gamma_S = S_k \cdot 1,5$ , wiatrem -  $W_d = W_k \cdot \gamma_W = W_k \cdot 1,5$ ) mają okres powrotu około 700÷800 lat, co świadczyłoby o stosunkowo małym ryzyku ich przewyższenia. Schemat analizy parametrów charakterystycznych i obliczeniowych oddziaływań klimatycznych pokazano na rys. 39. Równocześnie trzeba mieć świadomość, że są odnotowywane także oddziaływania przekraczające wartości obliczeniowe.





Rys. 39. Schemat analizy parametrów charakterystycznych i obliczeniowych oddziaływań klimatycznych

Na rys. 40 pokazano widok zniszczeń po przejściu trąby powietrznej 15.08.2008 r. w Kalinie (województwo śląskie). Obciążenie wiatrem w tym przypadku zdecydowanie przekraczało wartości normowe. Równocześnie należy zwrócić uwagę, że takie huraganowe obciążenia występują stosunkowo rzadko, a projektowanie budowli na tak duże oddziaływania wymagałoby zdecydowanie większych nakładów inwestycyjnych



Rys. 40. Widok zniszczeń po przejściu trąby powietrznej 15.08.2008 r. w Kalinie

Wystąpienie oddziaływań przekraczających wartości prognozowane zgodnie z normami jest swoistym rodzajem wytrzymałościowego testu na poprawność zaprojektowania, realizacji i eksploatacji budowli. Stosunkowo często, w sposób nieuzasadniony, ponadnormatywne oddziaływania klimatyczne są wymieniane jako przyczyny awarii czy katastrofy budowlanej. Zazwyczaj takie obciążenia jedynie identyfikują niedostateczną nośność konstrukcji.

Tak było np. w przypadku katastrofy hali Międzynarodowych Targów Katowickich w 2006 r. (rys. 41). Przyczyną tej katastrofy budowlanej były rażące błędy konstrukcyjne ustroju nośnego, a przede wszystkim jego niedostateczna wytrzymałość. Należy więc odróżniać okoliczności (np. duże obciążenia śniegiem dachu hali) od przyczyny katastrofy budowlanej (niedostateczna wytrzymałość konstrukcji nośnej obiektu).

Analiza katastrof i awarii budowlanych podczas śnieżnych zim (w latach 1962/63, 1969/70, 1978/79) wykazała, że były one spowodowane przez błędy ludzkie (błędy projektowania lub/i wadliwe wykonawstwo). Miały one miejsce, gdy obciążenia charakterystyczne było przekroczone około 2,5÷3,0 razy.



Rys. 41. Widok zniszczenia hali Międzynarodowych Targów Katowickich po katastrofie w 2006 r.

Dobrze zaprojektowana i poprawnie wykonana konstrukcja wytrzymuje obciążenia śniegiem około trzykrotnie przekraczające wartość charakterystyczną (a dwukrotnie wartość obliczeniową). Dzieje się tak z powodu ukrytych rezerw nośności, lub/i współczynników przejścia między obciążeniem gruntu a obciążeniem dachu.

W trakcie zimy 2005/2006 wystąpiły katastrofy i awarie hal. Śnieg nie był ich przyczyną, lecz ujawnił niedostateczną nośność tych konstrukcji. Dachów nie trzeba odśnieżać, (co sugerują władze), lecz bezpiecznie je projektować. Powinno się usuwać przyczyny (niedostateczną nośność obiektów), a nie efekty obciążeń śniegiem.

Jeśli przewiduje się odśnieżanie dachu, to konstrukcję należy projektować z uwzględnieniem odpowiednich układów jego obciążeń. Należy wówczas opracować projekt technologii i kolejności odśnieżania dachu. W Polsce było kilka przypadków awarii budowlanych spowodowanych niewłaściwą kolejnością odśnieżania dachów.

### Literatura

- [1] Biegus A.: Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa – Wrocław 1999.
- [2] Biegus A.: Podstawy projektowania konstrukcji. Oddziaływania na konstrukcje. Projektowanie konstrukcji stalowych. Zeszyty Edukacyjne Buildera, Builder 2011.
- [3] Davenport A. G.; Gust Loading Factors. Journal of Structural Division ASCE, v. 93, No ST3, 1967.
- [4] PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych – Obciążenia śniegiem.
- [5] PN-80/B-02010/Az1:2006 Obciążenia w obliczeniach statycznych – Obciążenia śniegiem.
- [6] PN-77/B-02011:1977 Obciążenia obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.
- [7] PN-B-02011:1977/Az1:1999 Zmiana do Polskiej Normy Obciążenia obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.
- [8] PN-EN 1990. Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, Warszawa 2004.
- [9] PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach. PKN, Warszawa 2004.
- [10] PN-EN 1991-1-2:2006. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru. PKN, Warszawa 2006.
- [11] PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenia śniegiem. PKN, Warszawa 2005.

- [12] PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Obciążenia wiatrem. PKN, Warszawa 2008.
- [13] PN-EN 1991-1-5:2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne. PKN, Warszawa 2007.
- [14] PN-EN 1991-1-6:2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji. PKN, Warszawa 2007.
- [15] PN-EN 1991-1-7:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe. PKN, Warszawa 2008.
- [16] PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów. PKN, Warszawa 2007.
- [17] PN-EN 1991-3:2009. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 3: Oddziaływania wywołane przez pracę dźwigów i maszyn. PKN, Warszawa 2009.
- [18] PN-EN 1991-4:2009. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki. PKN, Warszawa 2009.
- [19] Żurański J. A.: Obciążenie wiatrem konstrukcji i budowli. Arkady, Warszawa 1978.
- [20] Żurański J. A, Sobolewski A.: Obciążenia śniegiem w Polsce. ITB, Warszawa 2009.
- [21] Żurański J. A.: Obciążenie śniegiem w ujęciu nowej normy PN-EN 1991-1-3:2003. Inżynieria i Budownictwo nr 2/2006.
- [22] Żurański J. A.: Oddziaływania wiatru na konstrukcje budowlane w ujęciu PN-EN 1991-1-4:2008. Inżynieria i Budownictwo nr 7/2010.
- [23] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dziennik Ustaw Nr 75 z 2002, poz. 690, z późniejszymi zmianami).