

BADANIA I STUDIA – RESEARCH AND STUDIES

Bohdan Lewicki*

WYMAGANY POZIOM BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI W UJĘCIU EUROKODÓW

Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa określających wymagany poziom bezpieczeństwa konstrukcji zostały wydzielone w eurokodach jako NDP – parametry do ustalenia przez władze krajowe. Z uwagi na ułatwienia w wymianie towarów i usług byłoby najkorzystniej, gdyby wszystkie państwa członkowskie przyjęły jednakowe wartości NDP. W artykule omówiono ogólne przesłanki ustalania wymaganego poziomu bezpieczeństwa, podane w eurokodach zalecane wartości częściowych współczynników oraz ich wartości przyjmowane w polskich załącznikach krajowych.

1. Wstęp

Określenie wymaganego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji – czyli sytuacji, w której przekroczenie stanu granicznego nośności konstrukcji jest dostatecznie mało prawdopodobne, aby uważać je za dopuszczalne z uwagi na oczekiwania społeczne – pozostawia Dyrektywa 89/106/EEC [1] dotycząca wyrobów budowlanych, stanowiąca podstawowy dokument w dziedzinie normalizacji europejskiej w zakresie budownictwa, kompetencji władz krajowych.

Uwarunkowania techniczne stanu granicznego konstrukcji ustala się na podstawie analizy konstrukcji. Prawdliwość wniosków analizy opartej na przesłankach teoretycznych sprawdza się empirycznie, a niedoskonałości założeń teoretycznych są korygowane poprzez dodatkowe wymagania konstrukcyjne. Nie sposób, oczywiście, uzyskać absolutną zgodność specjalistów, ale stan wiedzy jest na tyle dostateczny, aby w eurokodach, czyli europejskich normach projektowania konstrukcji, można było podać jednoznaczne ustalenia w tym zakresie. Natomiast dopuszczalnego z uwagi na oczekiwania społeczne prawdopodobieństwa przekroczenia stanu granicznego nie można ustalić inaczej niż poprzez konsensus społeczny, a to już zadanie władz krajowych, odpowiedzialnych za ład budowlany. Parametry techniczne określające w obliczeniach konstru-

* prof. zw. dr inż., dr h.c.

kcji wymagany poziom bezpieczeństwa zostały więc wydzielone w eurokodach jako NDP, czyli parametry, których wartości są określane przez państwa członkowskie.

Poziom (względnie klasa) jest terminem powszechnie stosowanym w dokumentach technicznych Unii Europejskiej, oznaczającym zbiór granicznych wartości wielkości definiujących wymaganie odnoszące się do określonej sytuacji.

Z uwagi na ułatwienia w wymianie towarów i usług – co stanowi główny cel normalizacji europejskiej – najkorzystniej byłoby, gdyby we wszystkich państwach członkowskich zostały przyjęte jednakowe wartości NDP. Dlatego eurokody podają zalecane wartości NDP do uznania krajowego (nawiązują one do wymaganego poziomu bezpieczeństwa „dawnych” państw Unii), a w dokumentach informacyjnych dotyczących wdrażania eurokodów do praktyki krajowej [2] zachęca się państwa członkowskie do „minimalizowania przypadków, kiedy wartości zalecane nie są przyjmowane jako wartości krajowe”. W planach dalszego rozwoju eurokodów jako jedno z zadań głównych przewiduje się zmniejszenie liczby NDP.

Ustalone w poszczególnych państwach Unii wartości NDP do stosowania w kraju są podawane w załączniku do krajowej wersji eurokodu, „publikowanej przez krajową jednostkę normalizacyjną w porozumieniu z kompetentnymi władzami krajowymi” [1]. Poza podawanymi w załączniku krajowym ustaleniami dotyczącymi krajowych wartości NDP dalsze zmiany w krajowych wersjach tekstu podstawowego eurokodów są niedopuszczalne.

Podstawowymi parametrami decydującymi o bezpieczeństwie konstrukcji są częściowe współczynniki bezpieczeństwa. Zalecane wartości tych współczynników oraz ich wartości przyjęte w opracowywanych aktualnie załącznikach krajowych do polskich wersji eurokodów stanowią dużą część niniejszego artykułu (rozdz. 4).

W Polsce aktualnie trwa końcowy etap prac nad wersjami krajowymi eurokodów i przynależnych do nich załączników krajowych. Warto więc obecnie przyjrzeć się uwarunkowaniom ogólnym określania wymaganego w kraju poziomu bezpieczeństwa i podejmowanym ustaleniom dotyczącym polskich wartości NDP.

2. Konstrukcje zwykłe i „poza zwykłe”

Na wstępie Eurokodu EN 1990 *Podstawy projektowania konstrukcji* [3] podano, że eurokody zawierają wspólne reguły do codziennego stosowania (*everyday use, tägliche Anwendung, d'usage quotidien* – w wersjach niemieckiej, angielskiej i francuskiej) przy projektowaniu konstrukcji i ich części składowych oraz wyrobów, tak tradycyjnych, jak i nowatorskich. Odmienne od zwykłych (*ungewöhnliche, unusual, inhabituelles*) rodzaje konstrukcji lub zadane w projekcie warunki nie zostały tu uwzględnione. W takich przypadkach „wymaga się dodatkowych opinii eksperta”. Stwierdzenie to powtarza się następnie na początku części 1.1 wszystkich eurokodów „materiałowych”.

Konstrukcje zwykłe to – jak należy rozumieć – konstrukcje budowli o znanym z praktyki przeznaczeniu i kształcie, poddawane oddziaływaniom o znanej z praktyki wielkości, wykonywane w sposób sprawdzony w praktyce, z materiałów o znanych cechach fizycznych, w tym również trwałości. Zagrożenia bezpieczeństwa takich konstrukcji – które zwykle pojawiają się, względnie mogą się pojawić w trakcie realizacji budowli, a na-

stępnie w przewidywanym okresie jej użytkowania – są znane z praktyki i badań naukowych, podobnie jak i sposoby przeciwdziałania tym zagrożeniom. Wynikające z tej wiedzy zalecenia dotyczące obliczania konstrukcji i zapewnienia jej wymaganego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji są zawarte w normach projektowania.

W przypadku konstrukcji nowatorskich, o odmiennej niż w konstrukcjach zwykłych koncepcji przenoszenia sił wewnętrznych czy sposobu realizacji, wykonanych z nowego rodzaju materiałów, posadowionych w szczególny sposób lub w szczególnych warunkach gruntowych, a także konstrukcje wymagające wyższego poziomu bezpieczeństwa niż konstrukcje zwykłe, wykraczają, co zrozumiale, poza zakres tych konstrukcji. Mogą w tych warunkach występować dodatkowe, inne zagrożenia, wynikające z nowatorskiej koncepcji konstrukcji czy szczególnych uwarunkowań wykonania budowli, odmiennego rodzaju oddziaływania, w tym – w przypadku, kiedy wymagany jest wyższy poziom bezpieczeństwa – oddziaływania wyjątkowe, nie uwzględniane w obliczeniach konstrukcji zwykłych. Zawarte w normach „reguły do codziennego stosowania” mogą być niewystarczające i niezbędne stają się pozarutynowe przemyślenia. Projektant zajmujący się na codzień konstrukcjami zwykłymi nie zawsze dysponuje dostateczną wiedzą na temat uwarunkowań i zagrożeń innych niż zwykłe i stąd zalecenia EN 1990, aby przemyślenia projektanta wesprzeć „dodatkową opinią eksperta”. Ekspertem może być naukowiec, specjalista w zakresie problematyki nowatorskiej konstrukcji lub praktyk o odpowiednio dużym doświadczeniu w projektowaniu, realizacji i użytkowaniu analogicznych konstrukcji.

Zgodnie z EN 1990 [3] „możliwości uszkodzenia konstrukcji należy unikać lub ograniczać przez odpowiedni dobór jednego lub kilku następujących zabezpieczeń:

- ograniczenie, wyeliminowanie lub redukcję zagrożenia, na które konstrukcja może być narażona,
- dobór ustroju konstrukcyjnego mało wrażliwego na możliwe zagrożenia,
- dobór ustroju konstrukcyjnego i takie jego zwymiarowanie, aby mógł odpowiednio przetrwać utratę na skutek wypadku pojedynczego elementu lub pewnej części konstrukcji,
- unikanie, tak dalece, jak jest to możliwe, ustrojów konstrukcyjnych, które mogą ulec zniszczeniu bez uprzedniego ostrzeżenia,
- wzajemne powiązanie elementów konstrukcji”.

Są to zasady ogólne obowiązujące tak w przypadku konstrukcji zwykłych, jak i „poza zwykłych”. Podane w eurokodach „materiałowych” zasady i reguły dotyczące analizy i wymiarowania konstrukcji, jakkolwiek są ukierunkowane na konstrukcje zwykłe, dotyczą w zasadzie także konstrukcji „poza zwykłych”. Z uwagi na odmiennie uwarunkowania mogą jednak wymagać pewnych mutacji czy uzupełnień.

W przemyśleniach projektowych konstrukcji „poza zwykłych” konieczne jest zwrócenie uwagi na to, w jakim zakresie uwarunkowania rozważanej konstrukcji różnią się od uwarunkowań konstrukcji zwykłych, w szczególności na:

- potrzebę uwzględniania dalszych zagrożeń – poza zagrożeniami uwzględnianymi w przypadku konstrukcji zwykłych,
- możliwość wystąpienia odmiennych oddziaływań, wynikających ze szczególnych warunków użytkowania budowli, odmiennych metod wykonania, a także oddziaływań wyjątkowych,

- dodatkowe wymagania dotyczące cech wytrzymałościowych materiału i dokładności wymiarów elementów konstrukcji,
- niepewność modelu obliczeniowego, większą niż w przypadku konstrukcji zwykłych.

W przypadku budowli, których zniszczenia miałyby bardzo poważne konsekwencje, dochodzi sprawa odpowiedniego zwiększenia wymaganego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji.

W miarę przybywania doświadczeń, wiele konstrukcji „poza zwykłych” staje się zwykłymi, jakkolwiek nie zawsze w pełnym zakresie. Przykład: konstrukcje prefabrykowane z elementów wielkowymiarowych. Jeszcze 40-50 lat temu – stanowiły wielkie novum. Podręczniki na ten temat, jeśli dobre, tłumaczono natychmiast na języki światowe. A dziś to przedmiot wykładów na politechnice i odpowiedni rozdział w normie projektowania konstrukcji z betonu. Ustalenia normowe dotyczą z reguły wymagań odnoszących się do szerszej grupy rodzajów konstrukcji. Szczególne rodzaje konstrukcji mogą jeszcze wymagać dodatkowych wskazówek projektowych. Groźba „progressive collapse” jest zawsze aktualna, szczególnie w projektach nowatorskich, i musi o niej pamiętać tak projektant, jak i wykonawca. Dalszy problem to współpraca „betonu monolitycznego” wykonywanego na budowie z betonem prefabrykatu, różny przebieg odkształceń reologicznych obu betonów i rysy w betonie „monolitycznym”. A są jeszcze problemy inne, szczególnie jeśli chodzi o przekrycia o dużej rozpiętości czy bardzo wysokie budynki. Systemowe konstrukcje z typowych prefabrykatów może projektować i mniej doświadczony projektant, byle o dobrym przygotowaniu teoretycznym. Projekty nowatorskie wymagają już szerszej wiedzy i większego doświadczenia, zarówno projektanta, jak i wykonawcy.

Nowe problemy znajdują swój pełny wyraz w normach projektowania konstrukcji dopiero po zebraniu dostatecznej liczby wyników badań i obserwacji zaczerpniętych z praktyki.

3. Przesłanki określające wymagany poziom bezpieczeństwa

3.1. Wnioski z praktyki lat ubiegłych

Podstawowym stwierdzeniem deterministycznym wynikającym z praktyki lat ubiegłych jest to, że konstrukcje obliczane z dotychczas stosowanym – jak zwykło się mówić – zapasem bezpieczeństwa, czyli stosunkiem obciążenia, pod którym konstrukcja „ma prawo” się zawalić, do maksymalnego obciążenia przewidywanego w projekcie, zachowują się należycie, zgodnie z oczekiwaniem użytkowników. Postęp prognozowania zachowania się konstrukcji zmierza w kierunku posługiwania się metodami probabilistycznymi i statystycznego dyscyplinowania czynionych obserwacji. Umieemy coraz bardziej obiektywnie określać prawdopodobieństwo pojawienia się określonych oddziaływań, dotrzymania określonych właściwości materiału, a w efekcie i określonego zachowania się konstrukcji. Określenie racjonalnego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji, zadowolającego użytkownika budowli, przy możliwie małych kosztach wykonania konstrukcji i utrzymania jej w należytych stanie, pozostaje jednak poza zakresem rozważań probabilistycznych.

Termin „bezpieczeństwo konstrukcji” identyfikuje się w potocznym rozumieniu z terminem „niezawodność konstrukcji”, obejmującym łącznie nośność, użytkowość i trwałość konstrukcji. I tak też należy rozumieć pierwsze wymaganie podstawowe: zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji, stawiane budowli przez nasze Prawo budowlane [4].

Oddzielnym wymaganiem podstawowym, komplementarnym w stosunku do bezpieczeństwa konstrukcji, jest odporność pożarowa konstrukcji [5].

Dyrektywa 89/106/EEC [1] mówi o bezpieczeństwie pożarowym jako jednym z sześciu wymagań podstawowych – obok nośności i stateczności – czyli o bezpieczeństwie konstrukcji wymienianym na pierwszym miejscu. Podobnie traktuje bezpieczeństwo pożarowe nasze Prawo budowlane [4]. W eurokodach bezpieczeństwo pożarowe, nazywane odpornością pożarową konstrukcji, stanowi przedmiot części 1–2 eurokodów „materiałowych”.

Niezawodność konstrukcji EN 1990 [3] definiuje jako „zdolność konstrukcji lub elementu konstrukcji do spełnienia określonych wymagań w okresie użytkowania, przewidzianym w projekcie. Niezawodność wyraża się zwykle wielkościami probabilistycznymi” (*in probabilistic terms, en termes de probabilité, mit probabilistischen Größen*).

Probabilistyczna miara niezawodności konstrukcji nie oznacza preferencji probabilistycznych metod obliczania konstrukcji, a raczej ograniczoną pewność zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji.

W myśl EN 1990 nieprzekroczenie stanów granicznych „zaleca się sprawdzać metodą współczynników częściowych. Alternatywnie można posługiwać się metodami probabilistycznymi”.

Eurokody „materiałowe” posługują się wyłącznie metodą współczynników częściowych.

W pierwszej połowie ubiegłego wieku, kiedy w wiodących cywilizacyjnie krajach powstawały pierwsze normy krajowe projektowania konstrukcji, wartości naprężeń dopuszczalnych, określających wymagany poziom bezpieczeństwa konstrukcji, były w poszczególnych normach krajowych bardzo zbliżone. Dyskutowano już o potrzebie uwzględnienia odkształceń plastycznych w obliczeniach nośności konstrukcji, szczególnie żelbetowych, ale były to jeszcze dyskusje w kręgu badaczy. Istotny przełom w ustaleniach praktycznych nastąpił dopiero w czasie drugiej wojny, kiedy w Związku Radzieckim wprowadzono wymiarowanie konstrukcji żelbetowych metodą odkształceń plastycznych z jednoczesnym obniżeniem wymaganego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji. „Tyle ludzi ginie na froncie, może więc zginąć jeszcze kilku w domu, a nam trzeba stać na czołgi...” Okazało się (wniosek z praktyki!), że wzrostu liczby katastrof budowlanych z powodu obniżenia projektowego poziomu bezpieczeństwa nie było. Pojawiły się natomiast nadmiernie szerokie rysy w stropach żelbetowych, a także nadmierne ugięcia, powstała zatem potrzeba dodatkowego sprawdzania stanu granicznego użytkowości, a w związku z tym także podania odpowiednich wzorów obliczeniowych.

Obniżone w stosunku do wymaganego uprzednio poziomu bezpieczeństwa wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa, z jednoczesnym wyeksponowaniem potrzeby sprawdzania stanu granicznego użytkowości, zostały wprowadzone do norm unifikacji RWPG i aktualnych norm polskich. To trochę „poziom dla biednych”, wymagający szerszych obliczeń, ale po wojnie nie byliśmy bogatym krajem.

Zachód nie przeżywał tak głębokiego wojennego szoku oszczędności stali, jak Związek Radziecki, i pozostał przy dawnym wymaganym poziomie bezpieczeństwa konstrukcji. Z postępowaniem wiedzy i doświadczeniem wyniesionym z praktyki następuje jednak i na Zachodzie pewne obniżanie wartości współczynników częściowych, ale tylko wówczas, kiedy towarzyszy temu zaostrzona kontrola wykonania konstrukcji, czyli za cenę zmniejszenia niepewności oceny wyrażanej poprzez te współczynniki.

Przyjęty na Zachodzie wymagany poziom bezpieczeństwa wyrażają zalecane wartości współczynników częściowych podawane w eurokodach. Mniej też eksponowana jest w eurokodach niż w aktualnych PN generacji RWPG potrzeba sprawdzania stanu granicznego użyteczności.

Przystępując do określania wartości NDP w załączniku krajowym do polskich wersji eurokodów, stoimy wobec wyboru: utrzymania obowiązującego w RWPG poziomu bezpieczeństwa konstrukcji, niewątpliwie prowadzącego do oszczędności materiałowych, lub przyjęcia poziomu bezpieczeństwa, z jakim projektowane są aktualnie konstrukcje w „dawnej” Unii, a w konsekwencji i europejskiego standardu użyteczności konstrukcji. Wyższe wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa zmniejszają odpowiednio prawdopodobieństwo przekroczenia stanu granicznego użyteczności konstrukcji.

Jednakowy poziom bezpieczeństwa konstrukcji w normach projektowania konstrukcji ułatwia wymianę towarów i usług, co jest – jak była już o tym mowa wyżej – głównym celem władz Unii, przemawiającym za przyjęciem zalecanych wartości NDP. Są jednak jeszcze i dalsze argumenty: ogólnoeuropejska wymiana doświadczeń z praktyki, pozwalająca na redukcję wartości częściowych współczynników wraz z postępowaniem kontroli jakości materiału i wykonania konstrukcji, a także możliwość pełniejszego włączenia się do wspólnych badań europejskich i przyszłego doskonalenia eurokodów.

Dyskusje trwają we wszystkich krajach Unii, z wyraźną tendencją do przyjmowania w załącznikach krajowych zalecanych wartości NDP. W tym kierunku idą też w większości postanowienia Komitetów Technicznych PKN przygotowujących projekty polskich wersji eurokodów i przynależnych załączników krajowych.

3.2. Ustalenia krajowe

W myśl komentarza do Dyrektywy Wspólnoty Europejskiej 89/106/EEC dotyczącej wyrobów budowlanych [6], inicjującej prace CEN nad normami europejskimi dotyczącymi budownictwa, normy te dzielą się na dwie kategorie:

A – normy dotyczące projektowania i wykonania obiektów budowlanych oraz spełnienia stawianych im wymagań podstawowych,

B – normy dotyczące wyrobów budowlanych, ich badań i atestacji, zharmonizowane z ustaleniami norm kategorii A.

Podział ten ma na celu podkreślenie zróżnicowanej odpowiedzialności ponoszonej przez władze państw członkowskich nadzorujące ustalenia norm kategorii A i przez organizacje krajowe zajmujące się normalizacją europejską oraz europejskimi aprobatami technicznymi, czyli normami kategorii B.

Normy kategorii A, w ich liczbie eurokody, zawierają ustalenia, których spełnienie jest równoznaczne ze spełnieniem wymagań podstawowych, stawianych w kraju obiektom

budowlanym (w Polsce – określonym w ustawie Prawo budowlane [5]). Normy kategorii B mają charakter załącznika do umowy typu sprzedaż-kupno, w ramach ogólnej działalności gospodarczej związanej z budownictwem.

Sposób, w jaki władze krajowe zechcą realizować swoje zadania, w tym także określenie poziomu bezpieczeństwa budynków i obiektów inżynierskich oraz ich części, łącznie z trwałością i aspektami ekonomicznymi, pozostaje w ramach kompetencji władz krajowych [1]. O wartościach NDP, parametrów technicznych decydujących o poziomie bezpieczeństwa konstrukcji, była mowa we wstępie artykułu.

W Polsce wymagany poziom bezpieczeństwa konstrukcji budynków określa rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki [7], w którym stwierdza się, że „warunki bezpieczeństwa konstrukcji uznaje się za spełnione, jeśli konstrukcja ta odpowiada Polskim Normom projektowania i obliczeń”. A warunki bezpieczeństwa to „nieprzekroczenie stanów granicznych nośności oraz stanów granicznych przydatności do użytkowania w każdym z elementów i w całej konstrukcji”. Stwierdzenie zawarte w rozporządzeniu [7] ma duże znaczenie z prawnego punktu widzenia, ponieważ w myśl ustawy o normalizacji [8] – generalnie rzecz biorąc – stosowanie Polskich Norm jest dobrowolne.

Normy polskie dotyczące projektowania konstrukcji, do których odnosi się przywoływanie PN w rozporządzeniu [7], są podane w załączniku do tego rozporządzenia.

Akcję wdrażania ustaleń eurokodowskich do praktyki krajowej rozpoczęto w Polsce już w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego wieku od opracowania „norm pomostowych” projektowania konstrukcji budynków: stalowych, z betonu, drewnianych i murowych. Są to w zasadzie PN jeszcze dawnej generacji RWPG, ale ze zmianami uwzględniającymi eurokodowskie zasady obliczania konstrukcji i europejskie normy badania materiału konstrukcji, a także z krajowymi wartościami NDP dotyczącymi wymaganego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji. W ten sposób wydłuża się czas potrzebny do wdrożenia ustaleń eurokodowskich do praktyki krajowej, a więc przeznaczony na dyskusje dotyczące krajowych wartości NDP, opracowanie nowych podręczników i uaktualnienie wykładów politechnicznych oraz ogólne poinformowanie środowiska inżynierskiego. Przemysł przechodzi na produkcję zgodną z normami europejskimi – normami kategorii B według [6]. Do norm kategorii B należą także normy dotyczące badań właściwości materiałów. Postanowienia tych norm trzeba uwzględnić w specyfikacjach projektowych konstrukcji. Normy pomostowe uwzględnione zostały w aktualnym załączniku do rozporządzenia [7].

Po marcu 2010 r., kiedy w myśl ustaleń unijnych [2] mają być zakończone prace nad wersjami krajowymi eurokodów wraz z załącznikami krajowymi, aktualnie stosowane PN projektowania konstrukcji zostaną zastąpione w załączniku do rozporządzenia [7] przez polskie wersje eurokodów: PN-EN Eurokody.

3.3. Klasy niezawodności konstrukcji

Wymagany poziom bezpieczeństwa jest funkcją konsekwencji ewentualnego zniszczenia części lub całości konstrukcji.

W Załączniku B do EN 1990 [3] wyróżnia się trzy klasy konsekwencji zniszczenia, którym przypisuje się trzy klasy niezawodności, czyli wymaganego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji:

Klasa CC3 – **wysokie** zagrożenie życia ludzkiego lub bardzo duże konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe – której odpowiada wymagany poziom bezpieczeństwa klasy RC3 (budynki, w których może gromadzić się znaczna liczba ludzi, mieszczą się bardzo cenne przedmioty lub ważne urządzenia, budynki wysokie, mosty drogowe, ważne budowle inżynierskie).

Klasa CC2 – **przeciętne** zagrożenie życia ludzkiego lub znaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe – której odpowiada wymagany poziom bezpieczeństwa klasy RC2 (budynki mieszkalne, użyteczności publicznej i przemysłowe, ze stropami przeciętnej rozpiętości i przekryciami dachowymi < 20 m).

Klasa CCI – **niskie** zagrożenie życia ludzkiego lub małe zagrożenie ekonomiczne, społeczne lub środowiskowe, której odpowiada wymagany poziom bezpieczeństwa klasy RC1 (budynki rolnicze względnie ogrodnicze, magazyny na surowce i podobne, w których ludzie zwykle nie przebywają lub przebywają rzadko).

W komentarzu autorskim do EN 1990 [9] zwraca się uwagę, że zróżnicowanie konsekwencji zniszczenia może mieć miejsce także w ramach jednego budynku. Przytacza się przykład budynku hotelowego, w którym strop pod dużą salą balową, gdzie przebywać będzie znaczna liczba tańczących ludzi, zaliczyć należy do klasy RC3 niezawodności konstrukcji, podczas gdy pozostałe części budynku mogą być klasy RC2. Podane w eurokodach wartości współczynników częściowych γ_M z reguły dotyczą konstrukcji klasy RC2 (poza EN 1996-1-1).

W przypadku konstrukcji klasy RC3 wartości te, dotyczące niekorzystnych oddziaływań, można mnożyć przez $K_{Fi} = 1,1$, a w przypadku klasy RC1 – przez $K_{Fi} = 0,9$. Dla klasy RC3 preferowane są raczej inne zabezpieczenia, na przykład uwzględnienie oddziaływań wyjątkowych lub zaostrzony nadzór przy projektowaniu i wykonaniu konstrukcji.

Współczynniki częściowe nie uwzględniają skutków popełnienia grubych błędów. Możliwość tej przeciwdziała się przez odpowiednią kontrolę procesu projektowania i wykonania konstrukcji. Analogicznie do różnicowania klas RC wymaganego poziomu bezpieczeństwa wyróżnia się w Załączniku B klasy poziomu nadzoru przy projektowaniu (klasy DSL) i klasy poziomu inspekcji wykonania konstrukcji (klasy IL) oraz przypisuje się je do definicji poszczególnych klas RC, odpowiednio do kolejnych liczb symbolu klasy:

Nadzór przy projektowaniu:

DSL 3 – sprawdzenie projektu przez stronę trzecią spoza biura projektu,

DSL 2 – sprawdzenie projektu w ramach biura, przez osobę spoza zespołu autorskiego,

DSL 1 – sprawdzenie projektu przez autora

i – analogicznie – inspekcja na budowie,

IL 3 – kontrola dokonana przez stronę trzecią, niezależną od przedsiębiorstwa wykonującego roboty,

IL 2 – kontrola dokonana w ramach przedsiębiorstwa wykonującego roboty przez osobę spoza zespołu bezpośrednich wykonawców,

IL 1 – kontrola dokonana przez bezpośredniego wykonawcę.

Jeżeli poziom kontroli jest wyższy niż przypisany określonej klasie RC, można zredukować wartość współczynnika częściowego dla materiału lub nośności wyrobu. Tego rodzaju redukcje przewidują eurokody „materiałowe” w stosunku do podawanych wartości γ_M dotyczących – jak wspomniano wyżej – klasy RC2.

Załącznik B do EN 1990 ma charakter informacyjny i taki charakter zachował również w PN-EN 1990. Są to jednak bardzo istotne ustalenia, dotyczące szczególnie konstrukcji „poza zwykłych”, z uwagi na konsekwencje zniszczenia, i należałoby jak najbardziej zalecić je pod rozwagę przy projektowaniu tego rodzaju konstrukcji.

Alternatywnie klasy niezawodności konstrukcji RC można także określać – zgodnie z załącznikami B i C/EN 1990 – za pomocą wskaźnika niezawodności β , związanego z prawdopodobieństwem zniszczenia konstrukcji P_f zależnością

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (1)$$

gdzie Φ jest funkcją prawdopodobieństwa standaryzowanego rozkładu normalnego wartości oddziaływań.

W przypadku konstrukcji klasy RC2 i przyjmowanego dla nich zwykle 50-letniego okresu użytkowania zaleca się przyjmować do obliczeń, co odpowiada prawdopodobieństwu zniszczenia $P_f < 7 \cdot 10^{-5}$.

W przypadku konstrukcji klasy RC3 i 50-letniego okresu użytkowania zaleca się $\beta \geq 4,3$, co odpowiada $P_f \leq 1 \cdot 10^{-5}$.

Zalecenia te uzupełnia komentarz autorski do EN 1990 [9] informacją, że dla stanu granicznego użytkowalności przyjmuje się zwykle $\beta \geq 1,5$, co odpowiada prawdopodobieństwu przekroczenia tego stanu $P_f \leq 5 \cdot 10^{-2}$.

Różnicowanie klas niezawodności konstrukcji z betonu omawia szerzej J. Pawlikowski [10].

W uzupełnieniu do informacji na temat $P_f(\beta)$ podaje się w komentarzu [9], że w Anglii prawdopodobieństwo katastrofy budowlanej, zapewne nie tylko budynków klasy RC2, szacuje się na $1,4 \cdot 10^{-5}$, w związku z czym wymaganie $\beta \geq 3,8$ przedstawia się jako bezpieczne oszacowanie wartości granicznej dla klasy RC2 niezawodności konstrukcji. Analogiczną uwagę zawiera też Załącznik B, w którym podano, że w powszechnym mniemaniu posługiwanie się zamieszczonymi w eurokodach wartościami współczynników częściowych „prowadzi do konstrukcji, których wartość β jest większa niż 3,8 dla 50-letniego okresu użytkowania”.

Nie są to jednak informacje, jakie można by uznać za jakąkolwiek preferencję metody współczynnika β w stosunku do metody współczynników częściowych.

Katastrof budowlanych jest – szczęśliwie dla społeczeństwa – mało, brak więc danych do analiz statystycznych. Poza tym jeśli już są katastrofy, to w dużej mierze spowodowane przez rażące błędy ludzkie, których metoda współczynnika β nie uwzględnia, podobnie jak metoda częściowych współczynników. Nieprędko dojdziemy więc do możliwości empirycznej weryfikacji założeń probabilistycznych.

Stosowana aktualnie w normach metoda współczynników częściowych spełnia bardzo dobrze potrzeby praktyki w zakresie zapewnienia wymaganego poziomu bezpieczeństwa. Nie wystarcza jednak tylko dobry projekt konstrukcji. Niezbędnym warunkiem uzyskania wymaganego społecznie poziomu bezpieczeństwa konstrukcji w szerokim te-

tego słowa znaczeniu, czyli niezawodności konstrukcji, pozostaje jeszcze należyta kontrola procesu projektowania, a następnie wykonania konstrukcji. Obliczeniowe sprawdzenie bezpieczeństwa konstrukcji to tylko część tego procesu.

4. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa

4.1. Oddziaływanie na konstrukcje

Przyjęte w PN-B generacji RWPG wartości współczynników częściowych γ_G – dla oddziaływań stałych i γ_Q – dla oddziaływań zmiennych, wynoszą $\gamma_G = 1,15$ i $\gamma_Q = 1,3/1,4$. EN 1990 [3] zaleca natomiast $\gamma_G = 1,3$ i $\gamma_Q = 1,5$. Różnica wartości γ_G względnie wartości γ_Q – według PN-B i zalecanych przez EN 1990 – jest rzędu zwiększonych wartości naprężeń dopuszczalnych wprowadzonych w Związku Radzieckim w czasie drugiej wojny światowej, o czym była mowa wyżej.

Bezpośrednie zestawienie wartości γ_G i γ_Q nie daje właściwego poglądu na obie wynikające stąd różnice. Problem przybliży porównanie wartości ΣF_d , stanowiących sumę wartości oddziaływań obliczeniowych dla konkretnej kombinacji oddziaływań. Kombinacja oddziaływań jest zjawiskiem losowym. Przy opracowaniu EN 1990 nie udało się w ramach CEN dojść do porozumienia w sprawie wartości ψ współczynnika jednoczesności występowania, w związku z czym wartości te uznano za NDP. Poza zalecanymi wartościami ψ podano też dla przypadku dwóch oddziaływań zmiennych funkcję ogólną, uzależniającą ψ od probabilistycznego wskaźnika niezawodności β .

Zalecane wartości ψ , generalnie: $\psi = 0,7$, są niższe od podanych w PN-82/B-02000 [11]: 0,9 dla drugiego oddziaływania zmiennego, 0,8 dla trzeciego i 0,7 dla dalszych – co prowadzi do odpowiednio niższych wartości ΣF_d w przypadku dwóch lub więcej oddziaływań zmiennych.

W załączniku krajowym do PN-EN 1990 [3] przyjęto zalecane wartości ψ .

Odmienne niż PN-82/B-02000 [11], EN 1990 podaje dwie opcje wyznaczania sumy oddziaływań obliczeniowych ΣF_d :

- pierwszą, podstawową, identyczną z przyjętą w dotychczasowych PN-B,
- drugą, alternatywną, której zastosowanie ograniczono do przypadków, kiedy osiągnięcie stanu granicznego następuje na skutek przekroczenia wytrzymałości materiału.

Opcja druga jest efektem analiz probabilistycznych, prowadzonych w związku z opracowaniem EN 1990 [3]. Analizy te wykazały, że stosowana opcja podstawowa wyznaczania wartości ΣF_d prowadzi do znacznych różnic prawdopodobieństwa zniszczenia konstrukcji, zależnie od stosunku wartości oddziaływań zmiennych i stałych. Zmiany, w wyniku których powstała opcja druga, mają na celu zmniejszenie tych różnic i uzyskanie zbliżonego prawdopodobieństwa zniszczenia konstrukcji [9].

W przypadku konstrukcji niesprężonych opcję podstawową wyraża wzór:

$$\Sigma F_d = \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

Opcję drugą stanowi natomiast mniej korzystna wartość ΣF_d wyznaczona z dwóch wzorów:

$$\Sigma F_d = \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

$$\Sigma F_d = \Sigma \xi \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

gdzie: $\psi_{0,1}$ i $\psi_{0,i}$ – współczynniki jednoczesności występowania pierwszego i dalszych oddziaływań zmiennych; dla większości rodzajów oddziaływań $\psi_0 = 0,7$,
 ξ – współczynnik redukcyjny dla oddziaływań stałych, wartość zalecana 0,85, w związku z czym – przy $\gamma_G = 1,35$ – jest $\xi \gamma_Q = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$.

W przypadku, kiedy występuje tylko jedna wartość G_k i jedna Q_k otrzymuje się dla dotychczasowych PN-B:

$$\text{wzór (2):} \quad 1,15 G_k + 1,4 Q_k \quad (5)$$

a dla PN-EN1990 [3]

$$\text{wzór (2):} \quad 1,35 G_k + 1,50 Q_k \quad (6)$$

$$\text{wzór (3):} \quad 1,35 G_k + 0,7 \cdot 1,50 Q_k \quad (7)$$

$$\text{wzór (4):} \quad 1,15 G_k + 1,50 Q_k \quad (8)$$

Obliczone z powyższych wzorów wartości ΣF_d dla Q_k/G_k od 0 do 1,0 zestawiono w tabelicy 1.

Tablica 1. Wartości ΣF_d dla PN-B/82 [11] i PN-EN 1990 [3]
 Table 1. Values ΣF_d for PN-B/82 [11] and PN-EN 1990 [3]

Q_k/G_k		0	0,3	0,5	1,0
PN-B/76	wzór (1)	1,15	1,57	1,83	2,55
PN-EN 1990	wzór (1)	1,35	1,80	2,10	2,85
	wzór (2)	1,35	1,66	1,87	2,40
	wzór (3)	1,15	1,60	1,90	2,65

Jak widać z tabelicy 1, w myśl opcji drugiej uzyskuje się w przypadku $Q_k/G_k < 0,5$ większe wartości ΣF_d , a więc mniej korzystne, ze wzoru (3), a w przypadku $Q_k/G_k \geq 0,5$ – ze wzoru (4).

Redukcja wartości ΣF_d , wyznaczonych według opcji drugiej w stosunku do ΣF_d wyznaczonych według opcji podstawowej wynosi już w przypadku $Q_k/G_k = 0,3$ ponad 10% i na tym poziomie utrzymuje się do $Q_k/G_k = 1,0$.

Największa różnica wartości ΣF_d , obliczanych według PN-B-82 i według PN-EN 1990 występuje przy $Q_k = 0$ i wynosi 17%. W przypadku $Q_k > 0$ różnica ta maleje. Dla opcji pierwszej – wzór (2) – przy $Q_k/G_k = 0,3$ różnica ΣF_d wynosi 15%, a przy $Q_k = G_k = -12\%$. W przypadku opcji drugiej – wzory (2) i (3) – przy $Q_k/G_k = 0,3 \rightarrow 6\%$, a przy $Q_k = G_k = -4\%$.

Przypadek $Q_k = 0$ występuje raczej rzadko. Natomiast zwiększenie wartości $\gamma_G = 1,15$ ma swoje uzasadnienie w stropowych warstwach wyrównawczych, z reguły znacznie większej grubości niż przewidziane w projekcie.

Przypadek $Q_k > G_k$ to bardzo lekkie przekrycia stalowe i drewniane. O takich przekryciach dachowych nad pomieszczeniami ogrzewanymi była już mowa wyżej. Zwiększenie wartości γ_Q znajduje swoje uzasadnienie w praktyce ostatnich lat.

W większości krajów członkowskich CEN poprzestano na podaniu w załączniku krajowym tylko opcji pierwszej, afirmując w ten sposób aktualne ustalenia krajowe. Ogromna jest siła tradycji. Niekiedy, dopuszczając opcję drugą, zmienia się wartość parametru ξ . Na przykład w projekcie fińskiego załącznika krajowego do Eurokodu 1990 przyjęto $\xi = 0,89$, tak aby iloczyn $\xi \gamma_G$ był równy 1,20, a stosowanie opcji drugiej ograniczono do $Q_k / G_k > 0,9$. Czesi przyjęli opcję drugą bez zmian.

Komitet Techniczny 102/PKN (przewodniczący – prof. B. Lewicki) odpowiedzialny za przygotowanie projektu PN-EN 1990 rozpoczął dyskusję nad załącznikiem krajowym w grudniu 2002 r. Zdania były podzielone, ale większość członków wypowiadających się za przyjęciem zalecanych wartości γ_G i γ_Q była wystarczająca, aby skierować projekt do ankiety powszechnej. Ankieta nie dała żadnych wyników. Tym większego znaczenia nabrały dyskusje środowiskowe, w tym bardzo ważna, bo reprezentatywna dyskusja przy okazji konferencji krynickiej we wrześniu 2003 r. Wyraźnie przeważała akceptacja zaleceń CEN, w związku z czym w kwietniu 2004 r. KT 102 PKN przyjął odnośną uchwałę, a w październiku 2004 r. prezes PKN zatwierdził PN-EN 1990:2004 [3].

4.2. Konstrukcje z betonu

W normie pomostowej PN-B-03264:1999 [13], a następnie PN-B-03264:2002 [14] (KT 213/PKN, przewodniczący – prof. W. Starosolski), przyjęto – w miejsce $\gamma_b = 1,3$, jak w PN-84/B-03264 [12] – wartość $\gamma_C = 1,5$, zgodnie z prenormą Eurokodu 2, bez głosów sprzeciwu. Dodatkowym argumentem była wprowadzana jednocześnie zmiana metody obliczania ścinania i ograniczenie potrzeby sprawdzania szerokości rys ukośnych.

Dla stali pozostało $\gamma_s = 1,15$, jak w PN 84 [12].

EN 1992-1-1 [15] powtarza $\gamma_C = 1,5$ i $\gamma_s = 1,15$ jako podstawowe wartości zalecane.

W Załączniku A „Modyfikacja współczynników częściowych dla materiałów” traktowanym jako NDP stwierdza się, że podane w tekście podstawowym EN 1992-1-1 wartości współczynników częściowych odpowiadają „zwykłemu poziomowi wykonania i inspekcji”, czyli poziomowi IL2 z EN 1990, Załącznik B.

Jeżeli wykonanie konstrukcji poddane jest kontroli jakości – i tu następują szczegółowe wymagania dotyczące wymiarów przekroju, usytuowania zbrojenia i oceny wytrzymałości betonu (czyli ustalenia poziomu IL3 z EN 1990) z przywołaniem ENV 13670-1 [16] – przyjmując można:

- dla konstrukcji monolitycznych: $\gamma_{Cred} = 1,40$ i $\gamma_{Sred} = 1,05$,
- dla prefabrykatów: $\gamma_{Cred} = 1,30$.

Zbliżamy się tu więc, przy odpowiednio dobrym wykonawstwie, w przypadku betonu – do wartości γ_b z PN-84 [12], a w przypadku stali schodzimy nawet poniżej wartości γ_s podanych w PN-84. Poziom bezpieczeństwa konstrukcji pozostaje natomiast bez zmian, ponieważ redukcja wartości γ jest efektem redukcji niepewności oceny wielkości przyjmowanych do obliczeń. Zaostrożenie kontroli pozwala zmniejszyć wartość γ_M do rzędu 15% wartości poziomu IL2.

W przypadku betonowych konstrukcji niezbrojonych wytrzymałość charakterystyczną betonu f_{ek} mnoży się przez $\alpha_{cc,pl}$ „z uwagi na mniej ciągliwe właściwości betonu niezbrojonego”.

W istocie rzeczą jest to stosowane „od zawsze” pewne zwiększenie „zapasu bezpieczeństwa” z uwagi na kruche zniszczenie konstrukcji niezbrojonych. Kiedy ściany obiegają wieńce żelbetowe, w których zakotwione jest zbrojenie stropów żelbetowych, konsekwencje kruchego zniszczenia zostają znacznie ograniczone.

I uwaga dodatkowa, dotycząca zastąpienia oznaczenia γ_m w PN-02 [13] (m w indeksie jako oznaczenie materiału: c – beton, s – stal) przez γ_M (M w indeksie) jak w EN 1992 [15].

Zgodnie z EN 1990 [3] jest

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd} \quad (9)$$

gdzie: γ_m – współczynnik częściowy uwzględniający niekorzystne odchyłki właściwości materiału w stosunku do wyznaczonej statystycznie wartości charakterystycznej,

γ_{Rd} – współczynnik częściowy uwzględniający niepewność modelu konstrukcji, którym posłużono się do obliczenia nośności, a także odchyłek geometrycznych, jeżeli nie zostały one uwzględnione oddzielnie.

Podobnie ma się rzecz z podanymi w PN-EN 1990 [3] definicjami γ_G i γ_Q zastępującymi dawne γ_g i γ_q . Współczynnik γ_G lub γ_Q uwzględnia możliwość niekorzystnych odchyłek wielkości oddziaływania od wartości charakterystycznej, a γ_{Sd} – niepewność modelu efektów oddziaływań, a także modelowania oddziaływań.

Eurokody „materiałowe”, EN 1992 i następne, potraktowały γ_M jako parametr ujmujący globalnie wpływ na obliczeniową wytrzymałość materiału dalszych czynników, poza „niekorzystnymi odchyłkami właściwości materiału”, a więc także niepewności zastosowanej metody badania właściwości materiału, zmienności właściwości materiału w obszarze jednego elementu konstrukcji, a także niepewność modelu konstrukcji i dokładność zachowania wymiarów konstrukcji zadanych w projekcie, czyli γ_{Rd} .

Przyjęto milcząco, odstępując od oznaczeń EN 1990, że γ_m w EN 1992 oznaczała tę samą wielkość co γ_M w EN 1992 i przy takim założeniu podano w Załączniku A do EN 1992-1-1 „modyfikację częściowych współczynników dla materiałów” w zależności od poziomu wykonania i kontroli.

Analogicznie, już bez szerszego rozwijania zagadnienia, w załącznikach do eurokodów dotyczących oddziaływań postąpiono z przejściem z γ_g i γ_q na γ_G i γ_Q .

Pryncypialnie rzecz ujmując, jest to znaczne uchybienie w stosunku do sformułowanych w EN 1990 ustaleń ogólnych metody częściowych współczynników. Z praktycznego punktu widzenia jednak, w odniesieniu do konstrukcji powszechnie stosowanych, jest to sprawa bez większego znaczenia. Doświadczenie uczy, a władza krajowa potwierdza, że normowe wartości częściowych współczynników, wprowadzone do wzorów w pełni uzasadnionych naukowo, w należyłym zakresie zapewniają bezpieczeństwo konstrukcji – jeżeli tylko zostanie ona wykonana zgodnie z projektem.

Problem przedstawia się jednak odmiennie w przypadku konstrukcji nowatorskich lub nowatorskiego podejścia do konstrukcji już stosowanych, kiedy przyjęty został nowy

model analityczny. Nowy model analityczny wymaga weryfikacji doświadczalnej i oceny jego niepewności. W przybliżeniu można przyjąć, że zawarty w eurokodowskiej wartości $\gamma_C = 1,50$ współczynnik γ_{Rd} jest rzędu 1,10 [17]. Jeżeli wyznaczona na podstawie badań weryfikacyjnych wartość γ_{Rd} jest większa, trzeba odpowiednio zwiększyć wartość γ_M . Szersze dane dotyczące określania wartości γ_M można znaleźć w pracy [18].

4.3. Konstrukcje stalowe

Metodyka obliczania konstrukcji stalowych podana w normie pomostowej PN-90/B-03200 [19] jest w zasadzie identyczna z przyjętą w PN-84/B-03264 [12] i następnie w PN-B-03264:1999 [13] oraz PN-B-03264:2002 [14]. We wszystkich tych normach było γ_S czy też $\gamma_S = 1,15$, podobnie jak w prenormie ENV 1993-1-1 [20]. W projektach EN 1993-1-1 zaczęły pojawiać się jednak zmiany, zarówno w metodyce obliczania konstrukcji, jak i w wartościach γ_S , oznaczonych w eurokodach jako γ_M . Poszczególne podkomitety CEN TC250 Eurokody działają autonomicznie w zakresie podejmowanych ustaleń merytorycznych dotyczących opracowywanych eurokodów. Traci na tym bardzo dawna, koncepcyjna spójność metod obliczania konstrukcji wykonywanych z różnych materiałów.

W PN-EN 1993-1-1:2006 [21] występują obecnie trzy wartości γ_M , a mianowicie:

- γ_{M0} – współczynnik częściowy stosowany przy sprawdzaniu nośności przekroju poprzecznego,
- γ_{M1} – współczynnik częściowy stosowany przy sprawdzaniu stateczności elementu,
- γ_{M2} – współczynnik częściowy stosowany przy sprawdzaniu nośności na rozzerwanie przekroju z otworami.

Zalecane wartości γ_{M1} dla konstrukcji budynków, generalnie, bez rozróżnienia warunków wykonawstwa:

$$\gamma_{M0} = 1,0 \quad \gamma_{M1} = 1,0 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

zostały przyjęte (KT 128/PKN – przewodniczący dr inż. A. Czechowski) jako wartości krajowe NDP w załączniku krajowym do PN-EN 1993-1-1:2006 [21]. Wartości γ_{Mi} nie uzyskały jednak akceptacji Ministerstwa Budownictwa jako władzy krajowej. Departament Rynku Budowlanego (dawniej Departament Techniki) MB podzielił w tym względzie zastrzeżenia wyrażone w opinii ITB (maj 2006). Wartość $\gamma_M = 1,0$ oznacza brak jakiegokolwiek niepewności modelu obliczeniowego, którym posłużono się przy obliczaniu nośności konstrukcji stalowych. Mało mamy informacji potwierdzających takie założenie. Podawaną uprzednio w wersjach roboczych prEN 1993 wartość podstawowego współczynnika $\gamma_{M1} = 1,1$ (w PN 90 [19] jest $\gamma_S = 1,15$) oceniono w opinii ITB jako bardziej właściwą.

Problem wymaga odpowiedniej dyskusji środowiskowej, analogicznie jak w przypadku PN-EN 1990 [3], o czym mowa wyżej w p. 4.1. Brak odnośnych wypowiedzi w ankiecie powszechnej trudno uznać za akceptację proponowanych zmian. W związku z katastrofą hali MTK w Chorzowie w prasie technicznej wypowiedzane są poglądy wręcz przeciwne, postulujące zwiększenie wartości γ_{M1} w przypadku lekkich stalowych przekryć dachowych [22]. Szersza dyskusja miała miejsce w marcu br. w Szczyrku na XXII Konferencji „Warsztat pracy projektanta konstrukcji”, przy udziale około 200 uczestników, w nawiązaniu do referatu B. Lewickiego [23]. Ustalenia podejmowane w krajach Unii są zróżnicowane. Węgrzy przyjęli $\gamma_{M0} = 1,0$, Wielka Brytania – 1,05, Niemcy – 1,10, Czesi – 1,15,

Słowacy – od 1,10 do 1,20. Propozycja Instytutu Techniki Budowlanej: $\gamma_{M0} = 1,10$ uzyskała pełną aprobatę uczestników zebrania.

W przypadku konstrukcji mostowych, wykonywanych pod odpowiednią kontrolą, można dyskutować wartość $\gamma_{M0} = 1,00$ i tu głos powinni zabrać mostowcy. Konstrukcje stalowe w budownictwie ogólnym wykonywane w przeciętnych warunkach należy projektować przyjmując $\gamma_{M0} = 1,10$.

4.4. Konstrukcje drewniane

Ustalenia dotyczące obliczania konstrukcji drewnianych podane w normie pomostowej PN-B-03150:2000 [24] pokrywają się w zasadzie z ustaleniami Eurokodu 5 [25]. Podobnie zbliżone są też wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa γ_M wytrzymałości materiałów drzewnych i łączników.

Stan prac w maju 2006 r. nad przygotowaniem projektu załącznika krajowego do PN-EN 1995-1-1 przedstawił doc. W. Nożyński – przewodniczący KT 215/PKN.

Wszystkie materiały drzewne i łączniki, poza drewnem litego, są wyrobami przemysłu drzewnego lub metalowego, na których jakość ma wpływ technologia produkcji (jakość surowców i kontrola produkcji u producenta), która w kraju nie odbiega od unijnej). Ponieważ zalecane w Eurokodzie 5 [25] wartości γ_M nie odbiegają od wartości przyjętych w PN-B-03150:2000 [24], KT 215/PKN proponuje przyjąć je bez zmian [26].

Ustalenie wartości γ_M dla drewna litego wymaga przeanalizowania wyników badań wytrzymałościowych na zginanie drewna według dotychczasowych klas sortowniczych i przypisanie tym klasom klas wytrzymałościowych C zgodnie z europejskimi normami materiałowymi, do których odwołuje się w swoich ustaleniach Eurokod 5. W tym zakresie występują istotne różnice metodologiczne. Główni kontrahenci to Instytut Technologii Drewna w Poznaniu i Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie. Dyskusja jest w pełnym toku, nie tyle na temat wartości γ_M , ile w sprawie ustaleń dotyczących klas wytrzymałościowych drewna i przeliczania dotychczasowych klas polskich na eurokodowskie.

Trwa również dyskusja na temat wartości γ_M dla połączeń gwoździowych, w przypadku których zalecane wartości γ_M są niższe od stosowanych w PN-B-03150 [24].

Wobec stosunkowo małych różnic między wartościami γ_M według PN-B [24] i zalecanymi wartościami NDP do załącznika krajowego, przyjęte zostaną zapewne zalecane wartości NDP.

4.5. Konstrukcje murowe

Ustalanie wartości γ_M dla muru jest szczególnie trudne, a także obarczone dużą niepewnością modelu, ponieważ wytrzymałość muru kontroluje się wprawdzie w elementach próbnym stanowiących fragment muru (grupa norm PN-EN 1052), ale podstawową zmienną w celu ustalania wytrzymałości charakterystycznej muru jest wytrzymałość na ściskanie określonego kształtu i wymiarów elementów murowych oraz próbek walcowych zaprawy.

Wytrzymałość elementów murowych wyznacza się jako iloraz siły i powierzchni przekroju równoległego do płaszczyzny wspólnej. W murze element murowy podany jest złożonemu stanowi naprężeń, w którym dużą rolę odgrywają naprężenia rozciągające, a w związku z tym także wytrzymałość elementu murowego na rozciąganie.

Jak duży bywa rozrzut wytrzymałości poszczególnych elementów murowych, świadczyć może informacja przytoczona w pracy [27].

Jeden z austriackich zakładów produkujących pustaki ceramiczne (rok 1991) rozesał partie kontrolne z tej samej produkcji dziennej do trzynastu zakładów badawczych w różnych miejscach w kraju. Pustaki spełniać miały wymagania austriackiej klasy 15, co oznacza, że wytrzymałość średnia f_b pustaków badanej partii miała być nie mniejsza niż 15 MPa. W sześciu zakładach zakwalifikowano otrzymane pustaki do klasy 20 ($f_b > 20$ MPa), w następnych sześciu – do klasy 15 ($20 > f_b \geq 15$ MPa), a w jednym zakładzie – do klasy 10 ($15 > f_b \geq 10$ MPa).

W murze elementy murowe są wzajemnie przemieszane, co zmniejsza efekt rozrzutu wytrzymałości poszczególnych elementów. Niemniej jednak w pełni wiarygodne są tylko wyniki dostatecznie dużej liczby badań wytrzymałości muru.

Normowe wzory na wytrzymałość muru f (f_b , f_m) jako funkcja wytrzymałości elementów murowych f_b i zaprawy f_m – dawny wzór Oniszczyka i nowy paraboliczny – nie mają żadnych podstaw teoretycznych i stąd są słuszne tylko w przedziale zweryfikowanym przez wyniki badań muru.

Norma pomostowa PN-B-03002:1999 [28], wprowadzając nowe ustalenia eurokodo-wskie: podział elementów murowych na grupy i kategorie kontroli produkcji, znormalizowaną wytrzymałość elementów murowych na ściskanie f_b , wzór potęgowy na wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie zastępujący dawny wzór Oniszczyka i kategorie wykonania robót na budowie, pozostała przy dawnym poziomie bezpieczeństwa konstrukcji murowych.

Wartości γ_m przyjęto za prenormą ENV 1996-1-1 [29] – wartości zalecane – wraz z podanymi tam uwarunkowaniami, zachowując przy tym jednak – poprzez odpowiednią korektę wartości f_k wytrzymałości charakterystycznej muru [27] – wymagany poziom bezpieczeństwa konstrukcji na poziomie PN-87. Podstawą do wyznaczenia wartości parametru K we wzorze potęgowym były wyniki badań głównie z lat pięćdziesiątych-sześćdziesiątych ubiegłego wieku, na których oparto wartości f_k przyjęte w PN-87 [30]. Jeśli chodzi o mury z elementów współczesnej produkcji, w przypadku których istniały już nowe wyniki badań, w tym mury z autoklawizowanego betonu komórkowego, wartości f_k były rzędu wartości zalecanych w ENV [29].

Przyjęte w PN-99 [28] wartości γ_m podano w tablicy 2.

W ciągu ostatnich lat, szczególnie po roku 2000, zmieniła się bardzo oferta rynkowa elementów murowych i zaprawy, a jakość produktów nie ustępuje już jakości uzyskiwanej w innych krajach Unii. Nastąpił też postęp w normalizacji elementów murowych. Ustanowione zostały również PN-EN dotyczące metod badań (w PN-99 [28] są one podane w załączniku), a Eurokod 5 osiągnął już wersję finalną różną w szeregu ważnych szczegółów od prenormy ENV [29], do której nawiązywała PN-99. W tym stanie rzeczy KT 252/PKN Konstrukcje murowe (przewodniczący – dr R. Gajownik) zgodził się z postulatami producentów w sprawie uaktualniania ustaleń normowych i podjął prace nad nowelizacją PN-99. Nowa wersja PN-07 [31], przewidziana do ustanowienia w roku bieżącym – o której szerzej w komentarzu [32] – ma szansę znaleźć się w wykazie PN w załączniku do rozporządzenia [7].

Tablica 2. Wartości γ_m przyjęte w PN-B-03002:1999 [28]
 Table 2. Values γ_m in PN-B-03002:1999 [28]

Kategoria produkcji elementów murowych	Kategoria wykonawstwa	
	A***	B****
I*	1,7	2,2
II**	2,2	2,5

* Kontrola produkcji zapewnia, że nie więcej niż 5% elementów murowych ma wytrzymałość mniejszą niż deklarowana.
 ** Producent gwarantuje wytrzymałość średnią.
 *** Wyszkolony zespół, zaprawy produkowane fabrycznie, jakość robót kontroluje osoba niezależna od wykonawcy.
 **** Jakość robót kontroluje osoba upoważniona przez wykonawcę.

Wartości γ_M zalecane w EN 1996-1-1 [33] zostały podane w tablicy 3, a wartości γ_m przyjęte w przygotowywanym projekcie PN-07 [31] – w tablicy 4.

Uzależnienie wartości γ_M od warunków wykonania, w tym także od kontroli elementów murowych i zaprawy, sięga w EN 1996-1-1 100%, a więc jest szczególnie duże.

Tablica 3. Wartości γ_M zalecane w EN 1996-1-1 [33]
 Table 3. Recommended γ_M – values in EN 1996-1-1 [33]

Kategoria elementów murowych		Kategorie wykonawstwa				
		1	2	3	4	5
I	zaprawa projektowana	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
	zaprawa przepisana	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
II	zaprawa dowolnego rodzaju	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0

Tablica 4. Wartości γ_m przyjęte w PN-B-03002:2007 [31]
 Table 4. Values γ_m in PN-B-03002:2007 [31]

Kategoria elementów murowych		Kategoria wykonawstwa	
		A	B
I	zaprawa projektowana	1,7	2,0
	zaprawa przepisana	2,0	2,2
II	zaprawa dowolnego rodzaju	2,2	2,5

W projekcie PN-07 [31] pozostano przy dwóch kategoriach wykonawstwa: A i B, analogicznie jak w PN-99 [28]. Bez zmian pozostawiono też definicje obu kategorii. Zapewne analogiczne będą też ustalenia dotyczące wartości γ_M w przyszłym załączniku

krajowym do PN-EN 1996-1-1. Wymagany poziom bezpieczeństwa pozostaje bez zmian, ulegają natomiast zmianie – wraz z wyższą jakością elementów murowych – wartości f_k wytrzymałości charakterystycznej muru.

Odpowiednio do wyższej jakości robót i kontroli na budowie projektanci będą też zapewne częściej decydować się na niższe wartości γ_M .

Eurokod EN 1996-1-1 [33] opublikowany został przez CEN łącznie z obu dalszymi częściami [34] i [35] i w takim komplecie będzie ustanowiony jako odnośny PN-EN. Jest to jednak bardzo obszerny dokument i stąd prace nad nim zapewne przeciągną się do roku 2008.

4.5. Posadowienie budowli

Ogólne zasady sprawdzania bezpieczeństwa konstrukcji metodą częściowych współczynników znajdują zastosowanie także w projektowaniu geotechnicznym, z tym jednak, że z uwagi na specyfikę problemu występuje tu szereg odmienności. Wynikają one w dużej mierze stąd, że w przypadku obliczania konstrukcji mamy do czynienia z materiałem konstrukcyjnym o zadanych cechach wytrzymałościowych, a w przypadku obliczania posadowienia – z materiałem miejscowym, którego cechy wytrzymałościowe trzeba ustalić na podstawie badań.

W Eurokodzie 7 [36] zostały podane trzy podejścia obliczeniowe dotyczące sprawdzania stanu granicznego nośności podłoża (w istocie rzeczy – trzy kombinacje oddziaływań) do ustalenia w załączniku krajowym podejścia przyjętego w kraju. Różnice dotyczą wartości współczynników częściowych, stosowanych przy obliczaniu efektu oddziaływań E_d i oporu gruntu F_d .

Przy podejściu pierwszym sprawdza się warunek bezpieczeństwa oddzielnie dla obliczeniowych wartości parametrów geotechnicznych i oddzielnie dla charakterystycznych, przy podejściu drugim warunek bezpieczeństwa sprawdza się dla obliczeniowej wartości oporu gruntu, a przy podejściu trzecim obliczeniową wartość oporu gruntu wyznacza się dla obliczeniowych wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu. Podejście trzecie jest najbliższe metodzie stosowanej w aktualnej PN-81/B-03020 [37] dotyczącej posadowienia bezpośredniego budowli, jakkolwiek są różnice w szczegółach [38] i za przyjęciem tej metody w załączniku krajowym opowiedział się KT 254/PKN (przewodniczący – prof. L. Wysokiński).

Odnosnie do wyznaczania wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu PN-81/B-03020 [37] podaje trzy metody, a mianowicie:

metodę A – bezpośredniego wyznaczania wartości parametrów na podstawie dostatecznie licznych wyników polowych lub laboratoryjnych badań gruntu, wykonanych zgodnie z podaną w normie procedurą,

metodę B – wyznaczania tych parametrów na podstawie korelacji mniej licznych wyników badań na miejscu z wynikami innych badań, wykonanych także według innych procedur (po uwzględnieniu odmienności procedury),

metodę C – korzystania z informacji podawanych w wytycznych projektowania, opartych na dotychczasowej praktyce.

Analogicznego podziału metod ustalania wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu można się dopatrywać [38] także w Eurokodzie 7.

Podstawową metodą wyznaczania wartości parametrów wytrzymałościowych jest w Eurokodzie 7 metoda bezpośrednia, odpowiednik metody A z PN-81 [37]. Obok wyników badań wykonanych zgodnie z eurokodowską procedurą dopuszcza ona także – z uwzględnieniem odpowiednich korelacji – wyniki uzyskiwane za pomocą innych procedur, co rozszerza znacznie zakres stosowania metody w stosunku do ustaleń PN-81 [37]. Poza wyznaczaniem wartości parametrów geotechnicznych na podstawie badań bezpośrednich, Eurokod 7 dopuszcza także wyznaczanie ich „na podstawie korelacji, teorii lub doświadczenia, albo innych stosowanych danych”. Wszystkie te metody ujmują się w Eurokodzie wspólnym mianem metod obliczeniowych i omawia się wspólnie.

Metoda B z PN-81 [37] powszechnie stosowana w Polsce, a także w innych krajach Unii, ponieważ nie zaleca, aby dla gruntów, których właściwości są dobrze znane, wykonywać znaczną liczbę badań, jest zatem także metodą uznaną przez Eurokod 7. Niezbędne będzie jednak opracowanie odpowiednich wytycznych postępowania, zgodnie z ustaleniami eurokodowskimi, rozszerzających zwiąże z natury rzeczy ustalenia Załącznika Krajowego do PN-EN 1997-1 [36].

Metoda C z PN-81 [37] do metod obliczeniowych nie należy. W myśl Eurokodu 7 jest to metoda szacunkowa, którą można stosować przy realizacji obiektów kategorii 1, czyli małych i względnie prostych konstrukcji, w przypadku których spełnienie podstawowych wymagań można zagwarantować na podstawie doświadczenia i jakościowych badań geotechnicznych. W Polsce zakres stosowania metody C jest szerszy niż wynikałoby to z ustaleń Eurokodu 7. Termin „konstrukcje względnie proste” jest jednak dość pojemny, a poza tym decydujący głos ma praktyka i obserwacje zachowania się zrealizowanych budowli.

Podane w Eurokodzie 7 zalecane wartości γ_M dla parametrów wytrzymałościowych gruntu są równe maksymalnym wartościom podanym w PN-81 [37], z tym, że nie są to już wartości uzależnione od liczby oznaczeń. Eurokod zawiera jednak zmiany w sposobie wyznaczania poszczególnych parametrów geotechnicznych, a także w obliczeniach posadowienia, w efekcie czego uzyskane wyniki są korzystniejsze niż przy posługiwaniu się PN-81 [37]. Dotyczy to szczególnie posadowienia na gruntach piaszczystych [38].

Wartości γ_M , podobnie jak i dalszych parametrów geotechnicznych – a jest ich bardzo dużo, znacznie więcej niż w PN-81, Eurokod 7 nie uzależnia od metody ich wyznaczania. Błąd metody pozostaje nieuwzględniony, w związku z czym wynikałoby, że wymagany poziom bezpieczeństwa zostaje uzależniony od konsekwencji awarii konstrukcji.

W przypadku konstrukcji „dużych i różniących się od powszechnie stosowanych, narażonych na nadzwyczajne ryzyko” – czyli RC3 – zaleca się stosowanie metody bezpośredniej.

Potrzeba rozsądku inżynierskiego przy posługiwaniu się podanymi wytycznymi obliczeń konstrukcji akcentowana jest w Eurokodzie 7 szczególnie mocno.

Bibliografia

- [1] Dyrektywa 89/106/EEC dotycząca wyrobów budowlanych. Seria: Dokumenty Wspólnoty Europejskiej dotyczące budownictwa – zeszyt 1. ITB, Warszawa 1994

- [2] Stosowanie i sposób wykorzystania eurokodów. Seria: Dokumenty Wspólnoty Europejskiej dotyczące budownictwa – zeszyt 17. ITB, Warszawa 2004
- [3] PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji: 2005
- [4] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane, z dalszymi zmianami
- [5] PN-EN 1991-1-2:2005 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania pożarowe
- [6] Dokument Interpretacyjny do Dyrektywy 89/106/EEC dotyczący wyrobów budowlanych. Wymaganie podstawowe nr 1: Nośność i stateczność. Seria: Dokumenty Wspólnoty Europejskiej dotyczące budownictwa – zeszyt 2. ITB, Warszawa 1994
- [7] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z 14 grudnia 1994 r. dotyczące warunków technicznych, jakim odpowiadać powinny budynki i ich usytuowanie; załącznik do obwieszczenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 4 lutego 1999 r., Dz. U. 1999, nr 46, poz. 459, z dalszymi zmianami
- [8] Ustawa o normalizacji z dnia 12 września 2002 r., Dz. U. 2002, nr 169, poz. 1386
- [9] Gulvanessian H., Calgaro J. A., Holicky M.: Designers' Guide to EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design. Thomas Telford Ltd, London 2002
- [10] Pawlikowski J.: Różnicowanie klas niezawodności konstrukcji z betonu. Seria: Monografie. ITB, Warszawa 2003
- [11] PN-82/B-02000 Obciążenie budowli. Zasady ustalania wartości
- [12] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
- [13] PN-B-03264:1999 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
- [14] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
- [15] PN-EN 1992-1-1:2007 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1: Reguły ogólne i reguły dla budynków (w przygotowaniu)
- [16] ENV 13670-1 Execution of concrete structures
- [17] CEB-FIP Model Code 1990 for Concrete Structures – CEB Bul. d'Information, No 213/214-1991
- [18] Lewicki B.: Zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji; w publikacji zbiorowej: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, t. 1. ITB, Warszawa 2005
- [19] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe
- [20] ENV 1993-1-1:1992 Eurokod 3/Prenorma. Projektowanie konstrukcji stalowych
- [21] PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1
- [22] Kuś. S.: Refleksje konstruktora. *Wiadomości Projektanta Budownictwa*, nr 1/2007
- [23] Lewicki B.: Wdrażanie eurokodów do praktyki polskiej – wymagany poziom bezpieczeństwa. XXII Konferencja WPPK, Szczyrk 2007
- [24] PN-B-03150:2000 Konstrukcje drewniane
- [25] PN-EN 1995-1-1:2007 Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków (w przygotowaniu)
- [26] Nożyński W.: Załącznik krajowy do PN-EN 1995-1-1.VII Konferencja Naukowa „Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych”, Międzyzdroje, maj 2006
- [27] Lewicki B., Jarmontowicz R., Kubica J.: Podstawy projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych. Seria: Monografie. ITB, Warszawa 2001
- [28] PN-B-03002:1999 Konstrukcje murowe niezbrojone
- [29] ENV 1996-1-1:1994 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1 -1: Reguły ogólne. ITB, 1995
- [30] PN-87/B-03002 Konstrukcje murowe
- [31] PN-B-03002:2007 Konstrukcje murowe (w trakcie ustanawiania)

- [32] Gajownik R., Jarmontowicz R., Sieczkowski J.: Nowa edycja norm projektowania konstrukcji murowych. XXII Konferencja WPPK, Szczyrk, 2007
- [33] PN-EN 1996-1-1:2008 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych (w przygotowaniu)
- [34] PN-EN 1996-1-2:2008 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-2: Koncepcja, dobór materiałów i wykonanie konstrukcji (w przygotowaniu)
- [35] PN-EN 1996-1-3:2008 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-3: Uproszczone metody obliczania niezbrojonych konstrukcji murowych (w przygotowaniu)
- [36] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne (w przygotowaniu)
- [37] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli
- [38] Kotlicki W.: Projektowanie posadowień bezpośrednich w ujęciu Eurokodu 7. XX Konferencja WPPK, Wisła, marzec 2005

REQUIRED STRUCTURAL SAFETY LEVEL AS APPROACHED BY EUROCODES

Summary

Values of partial factors determining the required safety level of designed structures became isolated in Eurocodes as NDP – nationally determined parameters, to be defined at national level. Because of trade facilitation it would be most convenient to get the same values of these factors in all Member States. General premises to establish the required structural safety level have been presented in the paper, as well as recommended values of partial factors given in Eurocodes and their values adopted by Polish National Annexes to Eurocodes.

Praca wpłynęła do Redakcji 11 IV 2007 r.