

ZESZYTY NAUKOWE
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

FOLIA SCIENTIARUM
UNIVERSITATIS TECHNICAЕ RESOVIENSIS

NR 276

BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt **58**

nr 3/2011/1



WYDZIAŁ
**BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA**
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

Redaktor naczelny
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Feliks STACHOWICZ

Komitet Redakcyjny
Władysław FILAR
Roman PETRUS
Grzegorz PROKOPSKI
Jarosław SĘP
Jan STANKIEWICZ
Zbigniew ŚWIDER

Redaktor serii
Grzegorz PROKOPSKI

Redaktor naukowy
Szczepan WOLIŃSKI

Opiniodawcy
Andrzej M. BRANDT, Tadeusz KASPROWICZ
Aleksander KOZŁOWSKI, Tomasz SIWOWSKI
Bogdan STANKIEWICZ, Szczepan WOLIŃSKI
Krzysztof WILK, Leonard ZIEMIAŃSKI

Redaktor zeszytu
Zdzisław PISAREK

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana kwartalnika jest wersją pierwotną

Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej
ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów

Nakład 500 + 50 egz. Ark. wyd. 29,28. Ark. druk. 20,00. Papier offset. kl. III 70g B1.
Oddano do druku w lipcu 2011 r. Wydrukowano w lipcu 2011 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 59/11

SPIS TREŚCI

Tadeusz CHMIELEWSKI, Andrzej BRANDT: Normy ISO/TC98 i normy EN – podobieństwa i różnice.....	5
Jadwiga FANGRAT, Roman GAJOWNIK, Marek KAPROŃ: Normalizacja w budownictwie	21
Marian GIŻEJOWSKI: Modelowanie i analiza konstrukcji	39
Milan HOLICKÝ: Structural codes – relationship between science and practice	63
Oleg KAPLIŃSKI, Agnieszka DZIADOSZ, Jan Lech ZIOBERSKI: Próba standaryzacji procesu zarządzania na etapie planowania i realizacji przedsięwzięć budowlanych	79
Marek KAPROŃ, Roman GAJOWNIK, Sebastian WALL: Przyszłość Eurokodów w Polsce – nowe kierunki rozwoju.....	101
Janusz KAWECKI: Oddziaływania dynamiczne na obiekty budowlane	115
Michał KNAUFF: Projektowanie konstrukcji z betonu według Eurokodu – Podstawowe założenia i zasady.....	135
Robert KOWALSKI: Projektowanie konstrukcji budowlanych na warunki pożarowe	155
Marek ŁAGODA: Mosty stalowe i zespolone stalowo-betonowe.....	173
Andrzej S. NOWAK, Anna M. RAKOCZY: American Codes, Standards, and Specifications..	187
Krzysztof OSTROWSKI: Doświadczenia z projektowania konstrukcji według norm europejskich	203
Wojciech RADOMSKI, Tomasz SIWOWSKI: Mosty betonowe – podstawy naukowe projektowania i konstruowania, a normalizacja.....	215
Janusz RYMSZA: Procedura szybkiej implementacji Eurokodów w budownictwie mostowym w Polsce.....	235
Zbigniew SIKORA, Rafał OSSOWSKI: Naukowe podstawy projektowania geotechnicznego – Między teorią a praktyką.....	249
Szczepan WOLIŃSKI: Probabilistyczne podstawy współczesnych norm projektowania	269
Jerzy ZIÓŁKO: Dwa komentarze do Eurokodu 3 (PN-EN 1993-1-1:2005 + AC : 2006) dotyczące zagadnień projektowych.....	289
Jerzy Antoni ŻURAŃSKI: Oddziaływania klimatyczne w normach projektowania konstrukcji	301

Tadeusz CHMIELEWSKI¹
Politechnika Opolska
Andrzej BRANDT²
Instytut Podstawowych Problemów Techniki w Warszawie

NORMY ISO/TC98 I NORMY EN – PODOBIEŃSTWA I RÓŻNICE

STRESZCZENIE

Celem artykułu jest: podanie podstawowych informacji o Międzynarodowej Organizacji Normalizacyjnej-ISO; historii, strukturze i dotychczas opracowanych normach w ramach Komitetu Technicznego ISO/98, którego sekretariat prowadzi Polska od 1960r.; przedstawienie zbioru norm europejskich EN w dziedzinie budownictwo a następnie dokonanie wzajemnego porównania norm opracowanych przez dwie różne międzynarodowe organizacje normalizacyjne ISO/TC98 i CEN/TC 250 w celu wykazania podobieństw i istotnych różnic.

Słowa kluczowe: normy ISO/TC 98, normy CEN/TC 250, podobieństwa, różnice.

1 PODSTAWOWE INFORMACJE O ISO

1.1 Czym jest ISO?

Międzynarodowa Organizacja Normalizacyjna (International Organization for Standardization) ISO jest światową federacją narodowych komitetów normalizacji, w skład której wchodzi około 160 krajów (jeden komitet z każdego kraju). Jest organizacją poza rządową, która rozpoczęła działalność w dniu 23 lutego 1947r. z siedzibą w Genewie. Misją ISO jest ułatwianie rozwoju poprzez normalizację (promocję standardowych miar) i pokrewne działania w świecie, w celu ułatwienia międzynarodowej wymiany dóbr i usług oraz ułatwiania współpracy w sferach: intelektualnej, naukowej, technologicznej i ekonomicznej między różnymi krajami.

1.2 Czym są standardy (normy)?

Standardy (normy) są uzgodnionymi dokumentami, które zawierają techniczne specyfikacje lub inne precyzyjne kryteria, w celu stałego ich stosowania jako przepisy, wskazówki lub definicje, aby zapewniały, że materiały, wytworzone dobra (produkty), procesy i usługi będą

¹ t.chmielewski@po.opole.pl

² abrandt@ippt.gov.pl

służyły dobrze ich przeznaczeniu.

Normy międzynarodowe wnoszą swój wkład, aby nasze życie na Ziemi uczynić łatwiejszymi, zwiększając niezawodność i efektywność dóbr i usług. Na przykład, jednaki format kart kredytowych (Visa, Mastercard,...) ustalony normą ISO, pozwala na ich stosowanie na całym świecie. Natomiast brak normalizacji wtyczek i kontaktów elektrycznych powoduje dotychczas kłopoty podróżującym.

Dlaczego międzynarodowa normalizacja jest potrzebna?

Istnienie niezgodnych norm dla podobnych technologii w różnych krajach lub regionach mogłoby powodować powstanie „technicznych barier handlowych”. Myśl, aby temu zapobiec była początkiem powołania ISO. Główne powody konieczności międzynarodowej normalizacji są następujące:

- rozwój liberalizacji światowego handlu,
- przenikanie się różnych sektorów produkcji i usług,
- rozwój światowych systemów komunikacji,
- konieczność ustalenia globalnych standardów dla nowych technologii,
- pomoc krajom rozwijającym się.

Natomiast promocję handlu, wymianę i transfer technologii można uzyskać przez:

- poprawę jakości produktów, podwyższenie ich niezawodności za rozsądną cenę,
- poprawę zdrowia ludzi, ich bezpieczeństwa, ochronę środowiska i zmniejszenie odpadów,
- większą kompatybilność i operacyjność dóbr i usług,
- uproszczenia dla poprawy użytkowania towarów,
- redukcję liczby modeli i stąd redukcję ich kosztów,
- wzrost sprawności i ułatwienia konserwacji (utrzymania).

Należy pamiętać, że użytkownicy mają większe zaufanie do towarów i usług, które odpowiadają międzynarodowym standardom.

1.3 Kto tworzy ISO i kto wykonuje pracę?

ISO tworzą jego członkowie podzieleni na dwie kategorie:

Członkowie zwyczajni ISO, którymi są narodowe komitety normalizacyjne w danym kraju (most representative of standardization in its country).

Członkowie korespondencyjni, którymi może być organizacja w danym kraju, w którym nie ma jeszcze narodowego komitetu normalizacyjnego.

Członkowie zwyczajni ISO są odpowiedzialni za:

- •informowanie potencjalnych partnerów w danym kraju o istotnych międzynarodowych normach i inicjatywach,
- •zapewnienie, aby punkt widzenia danego kraju był prezentowany w czasie negocjacji prowadzących do uzgodnień normalizacyjnych,
- •wnoszenie opłaty członkowskiej do władz ISO, reprezentowanych przez Centralny Sekretariat.

Techniczna praca w ISO jest zdecentralizowana i wykonywana jest w tzw. komitetach technicznych, podkomitetach i grupach roboczych. Wykonują ją eksperci reprezentujący przemysł, instytuty badawcze, władze rządowe i międzynarodowe organizacje, delegowani przez narodowe komitety normalizacyjne. Wszyscy mają równe prawa w przygotowaniu ostatecznych uzgodnień normalizacyjnych. Prowadzenie sekretariatu danego komitetu jest powierzone jednemu krajowi. Do prowadzenia prac technicznych i administracyjnych dany kraj powołuje przewodniczącego (czasem także jego zastępcę) i osobę prowadzącą sekretariat. Praca nad nową normą lub zmianą już normy istniejącej odbywa się w grupie roboczej. Jeśli dokument jest gotowy i zatwierdzony przez komitet wówczas jest zgłoszony

do Centralnego Sekretariatu ISO.. Tam dokument jest redagowany, drukowany i zgłoszony, jako projekt normy międzynarodowej, do członków ISO w celu głosowania, a następnie wydania – obecnie tylko w języku angielskim. Normy ISO mogą być tłumaczone na inne języki, a w poprzednich latach były regularnie publikowane także po francusku.

1.4 Jak powstają normy ISO?

Normy ISO powstają zgodnie z następującymi zasadami:

- konsensu, czyli uzgodnieniami między wszystkimi zainteresowanymi stronami, tj.: producentami, użytkownikami, laboratoriami badawczymi, zawodowymi i naukowymi organizacjami,
- szerokiego przemysłu, tj. globalne rozwiązania muszą satysfakcjonować przemysł i klientów (użytkowników) na całym świecie,
- wolontariatu – praca uczestników (ekspertów) procesu powstawania normy nie jest opłacana przez ISO.

W procesie opracowywania normy wyróżnia się trzy fazy, tj.:

- fazę pierwszą, która dotyczy potrzeby nowej normy. Taką potrzebę zgłasza narodowy komitet normalizacyjny do Sekretariatu Centralnego ISO w Genewie. Jeśli inicjatywę poprze co najmniej pięć krajów członkowskich w ramach określonego Komitetu powołuje się Grupę Roboczą, którą tworzą eksperci krajów zainteresowanych. Grupa Robocza przygotowuje projekt danej normy,
- fazę drugą obejmuje negocjacje wśród zainteresowanych krajów dotyczące szczegółowych specyfikacji w projekcie normy. Poszczególne kraje wyrażają swoje opinie, uwagi i uzupełnienia. Jest to faza poszukiwania konsensusu pomiędzy krajami. Grupa Robocza może dokonać zmiany i uzupełnia w pierwotnym projekcie normy.
- fazę końcową, która zawiera formalne zatwierdzenie projektu normy ISO. Warunki zatwierdzenia są następujące: co najmniej dwie trzecie krajów członkowskich, które brały udział w przygotowaniu projektu i trzy czwarte wszystkich członków głosujących musi wypowiedzieć się pozytywnie. Wówczas tekst nowego dokumentu jest publikowany jako międzynarodowa Norma ISO.

Większość norm wymaga okresowych zmian po kilku latach ich obowiązywania. Składa się na to szereg czynników np. postęp technologiczny, nowe metody produkcji i względy bezpieczeństwa. ISO przyjęło ogólnie zasadę, że wszystkie normy powinny być oceniane i ewentualnie uzupełniane lub zastępowane nie później niż po 5 latach od ich wydania.

Ważną rolę w tworzeniu norm ISO odgrywają międzynarodowe organizacje specjalistyczne, w których powstają zalecenia i publikowane zasady, wynikające z rozwoju wiedzy i techniki. Takie dokumenty są wykorzystywane przy opracowywaniu norm ISO, ponieważ w komitetach ISO nie prowadzi się w żadnej formie działalności badawczej.

2 ISO/TC98 – HISTORIA, STRUKTURA I DOTYCHCZAS OPRACOWANE NORMY

2.1 Powstanie i rozwój Komitetu Technicznego ISO/TC98

Komitet Techniczny ISO/TC98 Podstawy projektowania konstrukcji został utworzony w 1960 roku, przy czym Międzynarodowa Organizacja Normalizacyjna ISO powierzyła prowadzenie sekretariatu Polsce. Notatka o tym fakcie ukazała się w miesięczniku „Inżynieria i Budownictwo”, 8/1960, na str. 283.

Powierzenie prowadzenia Sekretariatu ISO/TC98 w Polsce było oparte na rozwoju nauk podstawowych w tej dziedzinie. Osiągnięcia naukowe Profesora Witolda Wierzbickiego w rozwijaniu probabilistycznej koncepcja bezpieczeństwa budowli były już znane od lat trzydziestych ubiegłego wieku w Europie. Po wojnie, rozwój tego kierunku w Polsce obejmował także konstrukcje maszyn i innych urządzeń, a uczestniczyło w nim kilku innych badaczy. Polska była więc naturalnym miejscem do usytuowania takiego komitetu normalizacyjnego, który miał za zadanie stworzenie podstaw do wprowadzenia tych koncepcji do praktyki budowlanej przez dokumenty normalizacyjne.

Powstanie Komitetu było wynikiem starań Profesora Stefana Janickiego, co można uznać za jego sukces osobisty. Być może, że stanowiło to pewien kompromis między dążeniami krajów zachodniej Europy i Związku Radzieckiego, w którym również rozwijano podstawy probabilistyki w zastosowaniu do budownictwa; był to i przez wiele lat pozostał jedyny sekretariat komitetu technicznego prowadzony w Polsce, [1].

Profesor Stefan Janicki (1909-1990) ukończył Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej w 1939 r. Brał udział w wojnie obronnej 1939 r. jako dowódca kompanii w Grupie Uderzeniowej „Narew”, został ciężko ranny i stracił nogę. W okresie okupacji niemieckiej, wspólnie z wykładowcami Politechniki Warszawskiej, opracowywał projekty przysyłanych norm w dziedzinie budownictwa. Po wojnie pracował na Politechnice Łódzkiej i Warszawskiej, w biurach projektów i w Polskim Komitecie Normalizacyjnym (PKN), zajmował się m.in. podstawami typizacji w budownictwie i wymiarowaniem konstrukcji murowych. Był założycielem i wieloletnim dyrektorem Centralnego Ośrodka Badawczego Normalizacji (COBN), powstałego w PKN w 1967 r.. Profesor Stefan Janicki był przez swoje poprzednie działania w budownictwie przygotowany do prowadzenia Komitetu Międzynarodowego o pierwotnej nazwie „Metody obliczeń statycznych konstrukcji budowlanych”. Z biegiem lat nazwa uległa modyfikacji aż do obecnej formy „Podstawy projektowania konstrukcji” (Bases for design of structures).

Początkowo do ISO/TC98 zgłosiło się 10 krajów jako członkowie (Anglia, Czechosłowacja, Francja, Indie, Izrael, Japonia, Polska, Rumunia, Węgry, Włochy i ZSRR) i 8 krajów jako obserwatorzy (Australia, Austria, Chile, Grecja, Holandia, Irlandia, Jugosławia i Południowa Afryka). Pierwsze dwa plenarne posiedzenia w 1961 i 1962 roku odbyły się w Warszawie, w Pałacu Staszica, a następnie co 2-3 lata w różnych miastach, początkowo tylko europejskich, a później także w Japonii, w Kanadzie i w USA. Od szeregu lat, zebrania plenarne są organizowane corocznie.

Komitetowi ISO/98 przewodniczył od początku Stefan Janicki z Andrzejem M. Brandtem jako zastępcą, a sekretariat prowadziła mgr Halina Czecherda; przez okres kilku lat w sekretariacie był także mgr inż. Krzysztof Straszak.

Oparciem naukowym i intelektualnym dla sekretariatu ISO/TC98 w Polsce była utworzona od początku przez Stefana Janickiego tzw. Grupa Programowa, składająca się z czołowych przedstawicieli wydziałów budownictwa uczelni krajowych i instytutów badawczych, zajmujących się bezpieczeństwem budowli i wykorzystaniem probabilistyki w tej dziedzinie. Uczestniczyli w niej m.in. profesorowie Roman Ciesielski, Stanisław Kajfasz, Bohdan Lewicki, Mieczysław Łubiński, Zbigniew Mendera, Janusz Murzewski, Jan Pawlikowski, Jerzy Żurański.

Od roku 1984 po przejściu Stefana Janickiego na emeryturę, przewodnictwo objął Andrzej M. Brandt, a od 1994 roku sekretariat prowadzi mgr inż. Joanna Warszawska. Wraz z upływem lat, grupa krajów członków ISO, uczestniczących w TC98 ulegała zmianom, a także zmieniała się intensywność ich zaangażowania w pracach Komitetu, Podkomitetów i Grup Roboczych. Nie wchodząc w szczegółowy opis warto zanotować, że zainteresowanie niektórych krajów Europy Zachodniej (Anglia, Francja, Niemcy) wobec powstania Europejskiej Organizacji Normalizacyjnej ograniczyło się głównie do udziału w Grupach

Roboczych. Równocześnie wzrósł czynny i wszechstronny udział takich krajów pozaeuropejskich, jak m.in. Australia, Kanada, Japonia, USA i Południowa Afryka. Obecnie w Komitecie TC98 jest 23 krajów jako członkowie czynni i 37 jako obserwatorzy; podobnie wzrósł udział krajów członkowskich w podkomitetach TC98. Grupa Programowa ulegała naturalnym zmianom; przewodniczącym od 1972 r. jest Stanisław Kajfasz, a wśród członków są obecnie jeszcze m.in. Tadeusz Chmielewski, Janusz Kawecki, Szczepan Woliński.



Rys. 1. Stefan Janicki (1909 - 1990)

Obecny rozwój tematyki i kolejne publikowane normy ISO wskazują na rosnące zainteresowanie wielu krajów działalnością ISO/TC98 i znaczenie prowadzenia Sekretariatu tego Komitetu przez Polskę. Komitet w ubiegłym roku obchodził 50-lecie powstania.

Spośród 217 obecnie funkcjonujących komitetów technicznych, w Polsce są usytuowane dwa sekretariaty. Oprócz opisanego powyżej ISO/TC98, jeszcze ISO/TC195 Maszyny i urządzenia budowlane jest prowadzony w Instytucie Mechanizacji Budownictwa i Górnictwa Skalnego, jednak tylko do końca bieżącego roku. Kraje europejskie prowadzą po kilkadziesiąt sekretariatów. Nie jest to więc sytuacja odpowiadająca wielkości ani potencjałowi technicznemu czy naukowemu kraju. Działania Polskiego Komitetu Normalizacyjnego w tym zakresie i w ostatnim dziesięcioleciu są coraz bardziej ograniczone.

2.2 Struktura Komitetu 98 i jego stan aktualny

Komitet Techniczny ISO/TC98 jest jednym z ponad 30 komitetów działających w dyscyplinie budownictwo. Wszystkie te komitety są koordynowane przez Technical Advisory Group 8 (TAG 8), który jest organem doradczym w tej dyscyplinie dla Centralnego Sekretariatu ISO w Genewie. Nazwa Komitetu jest następująca: *Bases for design of structures* – podstawy projektowania konstrukcji budowlanych. W ramach Komitetu zostały powołane trzy podkomitety: SC1 *Terminology and symbols* - pojęcia i symbole, SC2 *Safety of structures* – bezpieczeństwo konstrukcji budowlanych i SC3 *Loads, forces and other action* – obciążenia, siły i inne działania. Wymienione nazwy trzech podkomitetów oddają tematykę dokumentów normalizacyjnych opracowywanych przez Komitet, tj.: bezpieczeństwo, trwałość i niezawodność konstrukcji, obciążenia i oddziaływania na konstrukcje, a także pojęcia, oznaczenia i symbole.

ISO/TC98 nie zajmuje się zagadnieniami związanymi z różnymi materiałami

budowlanymi, a także zasadami projektowania konstrukcji budowlanych z tych materiałów. Te zagadnienia są przedmiotem prac innych komitetów technicznych ISO.

Zbiór norm opracowanych w ramach Komitetu ISO/TC98 podano w Tablicy 1, w której zachowano oryginalne nazwy w języku angielskim.

Normy ISO/TC98 nie są, z ogólnego punktu widzenia, przeznaczone bezpośrednio dla projektantów i wykonawców konstrukcji budowlanych, a są kierowane do krajowych i regionalnych organizacji normalizacyjnych. Są przykładem najnowszych kierunków i metod projektowania nowych, a także oceny stanu technicznego już istniejących konstrukcji. Odgrywają ważną rolę w rozpowszechnianiu tych osiągnięć w środowiskach technicznych wielu krajów. Stanowią także podstawę opracowania norm krajowych [3, 4].

Tablica 1. Normy ISO przygotowane w TC98

Symbol	Tytuł normy
TC 98/SC 1 ISO 3898:1997	Bases for design of structures -- Notations -- General symbols
TC 98/SC 1 ISO 8930:1987	General principles on reliability for structures -- List of equivalent terms
TC 98/SC 2 ISO 2394:1998	General principles on reliability for structures
TC 98/SC 2 ISO 4356:1977	Bases for the design of structures -- Deformations of buildings at the serviceability limit states
TC 98/SC 2 ISO 10137:2007	Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations
TC 98/SC 2 ISO 12491:1997	Statistical methods for quality control of building materials and components
TC 98/SC 2 ISO 13822:2010	Bases for design of structures -- Assessment of existing structures
TC 98/SC 2 ISO 13823:2008	General principles on the design of structures for durability
TC 98/SC 2 ISO 13824:2009	Bases for design of structures -- General principles on risk assessment of systems involving structures
TC 98/SC 2 ISO 22111:2007	Bases for design of structures -- General requirements
TC 98/SC 3 ISO 2103:1986	Loads due to use and occupancy in residential and public buildings
TC 98/SC 3 ISO 2633:1974	Determination of imposed floor loads in production buildings and warehouses
TC 98/SC 3 ISO 3010:2001	Basis for design of structures -- Seismic actions on structures
TC 98/SC 3 ISO 4354:2009	Wind actions on structures
TC 98/SC 3 ISO 4355:1998	Bases for design of structures -- Determination of snow loads on roofs
TC 98/SC 3 ISO 9194:1987	Bases for design of structures -- Actions due to the self-weight of structures, non-structural elements and stored materials – Density
TC 98/SC 3 ISO 11697:1995	Bases for design of structures -- Loads due to bulk materials
TC 98/SC 3 ISO 12494:2001	Atmospheric icing of structures
TC 98/SC 3 ISO 21650:2007	Actions from waves and currents on coastal structures
TC 98/SC 3 ISO 23469:2007	Seismic actions for designing geotechnical works

Tablica 2. Dokumenty normalizacyjne w przygotowaniu

TC 98/SC 1	Bases for design of structures – Names and symbols of physical and generic quantities (Revision of ISO 3898), secr. The Netherlands
TC 98/SC 1	Design and analysis of structures – List of equivalent terms (Revision of ISO 8930), secr. The Netherlands
TC 98/SC 2	General principles on reliability of structures (Revision of ISO 2394), secr. South Africa
TC 98/SC 3	Determination of snow loads on roofs (Revision of ISO 4355), secr. Norway
TC 98/SC 3 ISO/ TR 12930	Seismic design examples based on ISO 23469, secr. Japan
TC 98/SC 3 ISO/13033	Seismic actions on nonstructural components for building applications, secr. USA

Prace w TC98 są prowadzone zgodnie z regułami ustalonymi w ISO. Nowe tematy są podejmowane przez zebrania plenarne, które obecnie odbywają się co roku na zaproszenie jednego z krajów członkowskich. Przygotowanie projektu normy odbywa się w grupie roboczej, następnie jest diskutowany w określonym podkomitecie i komitecie. Dalej tok postępowania jest zgodny z regułami ISO. Należy dodać, że oprócz norm ISO wydaje także raporty techniczne, które przedstawiają pogląd na tematy, które okazują się „niedojrzałe” do unifikacji normowej z różnych przyczyn.

3 PROGRAM NORM EUROPEJSKICH EN W DZIEDZINIE BUDOWNICTWO

Zbiór norm europejskich EN w dziedzinie budownictwo został opracowany przez Komitet Techniczny CEN/TC 250 „Eurokody Konstrukcyjne” w latach 80-tych i 90-tych ubiegłego wieku. Program Eurokodów Konstrukcyjnych zawiera następujące normy, które często składają się z kilku części:

EN 1990	Eurocode :	Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocode 1:	Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2:	Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3:	Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4:	Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5:	Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6:	Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7:	Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8:	Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9:	Design of aluminium structures

Geneza programu Eurokodów jest przytaczana w każdej wymienionej normie, dlatego jej opisywanie zostało pominięte. Natomiast warto jest przytoczyć jedynie jedno stwierdzenie: „Celem programu było usunięcie przeszkód technicznych w handlu i harmonizacja specyfikacji technicznych”. Cel ten dosłownie pokrywa się z celem pokrewnych norm ISO (patrz punkt 1.1. i 1.2.). Drugim elementem wartym podkreślenia jest to, że: wymienione powyżej normy powinny uzyskać status norm krajowych we wszystkich krajach Unii Europejskiej, przy czym dla każdej normy podano określoną datę wycofania normy krajowej, która jest sprzeczna z normą europejską.

4 PODOBIENSTWA I RÓŻNICE MIĘDZY NORMAMI ISO TC/98 I CEN/TC 250

4.1 Uwagi dotyczące podobieństw

Porównując zbiór norm ISO/TC 98 i EN należy zauważyć następujące podobieństwa:

- 1) normom EN 1990 odpowiada norma ISO 2394,
- 2) normom EN 1991 odpowiadają normy ISO 2103, ISO 2633, ISO 4354, ISO 4355, ISO 9194, ISO 11697, ISO 12494,
- 3) normie EN 1998 częściowo odpowiada norma ISO 3010.

4.2 Ogólne założenia zawarte w normach EN 1990 i ISO 2394

Podstawowe wymagania obu norm są następujące: konstrukcja powinna być zaprojektowana i wykonana w taki sposób, aby w zamierzonym czasie użytkowania, z odpowiednim stopniem niezawodności i ekonomiczności była zdolna:

- przenieść wszystkie obciążenia i wpływy, które mogą zaistnieć w czasie wykonawstwa i użytkowania
- spełniała swoją projektową funkcję użytkową.

Tak sformułowane wymagania opisane są w kategoriach niezawodności konstrukcji, które obejmują: nośność, użyteczność i jej trwałość. Dodatkowe wymagania mogą dotyczyć wyjątkowych sytuacji, które należy rozważyć na etapie projektu, tj. pożaru, wybuchów i uderzeń.

W celu sprawdzenia wszystkich aspektów niezawodności konstrukcji w ciągu projektowego czasu jej użytkowania (zwykle równego 50 lat) przyjęto cztery sytuacje projektowe:

- stała (trwała) – użytkowanie normalne,
- przejściowa (odbudowa, rehabilitacja),
- wyjątkowa (pożar, wybuch, uderzenie),
- sejsmiczna (działanie trzęsień ziemi).

Normy EN i ISO są oparte na koncepcji stanów granicznych w połączeniu z metodą częściowych współczynników. Rozważa się dwa stany graniczne:

- stan graniczny nośności,
- stan graniczny użyteczności.

4.3 Podstawy teoretyczne normy ISO 2394 i EN 1990

W obu normach przyjęto, że zbiór zmiennych podstawowych tworzą wielkości fizyczne, które reprezentują: oddziaływania i wpływy środowiskowe, właściwości materiałów budowlanych i właściwości gruntu oraz dane geometryczne. Jeżeli niepewności tych zmiennych podstawowych są uznane za istotne to należy je rozpatrywać jako zmienne losowe lub pola losowe. Takie podejście wymaga stosowania rachunku prawdopodobieństwa, teorii pól losowych i teorii metod niezawodności. Poziom I, często nazywany jako metoda półprobabilistyczna, znany jest pod nazwą *metody współczynników częściowych*, w której zmienne podstawowe są reprezentowane przez wartości charakterystyczne, współczynniki częściowe i inne współczynniki, np. Ψ , poziom II, który jest metodą probabilistyczną i w którym oblicza się wskaźnik niezawodności β , związany z prawdopodobieństwem zniszczenia P_f zależnością:

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

gdzie Φ jest funkcją rozkładu prawdopodobieństwa standaryzowanego rozkładu normalnego.

W tej metodzie zmienne podstawowe są reprezentowane przez wartości średnie i odchylenia standardowe. Poziom III jest także metodą probabilistyczną. Na tym poziomie zmienne podstawowe muszą być opisane przez dystrybuanty, lub funkcje gęstości prawdopodobieństwa zmiennych losowych ciągłych. Wówczas, na podstawie teorii niezawodności należy obliczyć prawdopodobieństwo zniszczenia P_f dla rozważanej postaci zniszczenia (elementu konstrukcyjnego lub całego systemu konstrukcyjnego), a następnie prawdopodobieństwo przetrwania $P_s=1-P_f$. Jeżeli obliczone P_f jest większe niż przyjęta wartość docelowa P_o to uważa się, że konstrukcja jest niebezpieczna. Zależność między wymienionymi powyżej metodami podano w normie [PN-EN 1990] na str. 50, którą zacytowano jako Rys.2.

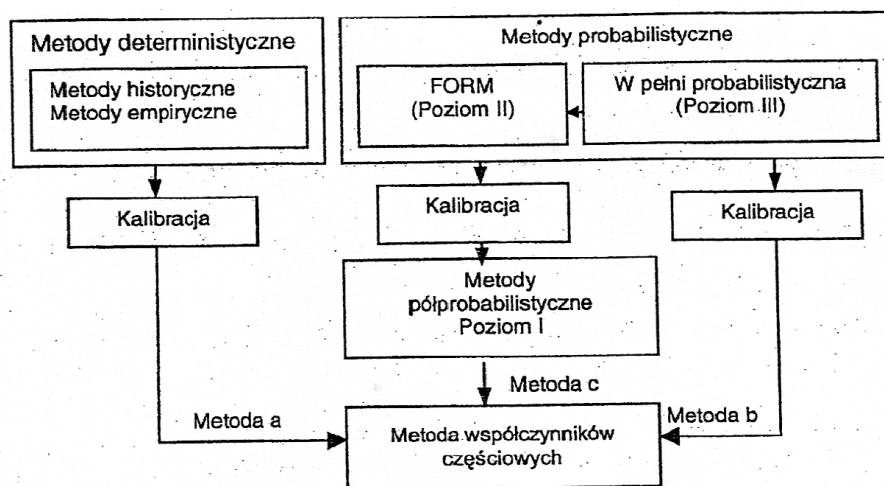
Jak podkreślono w normie [EN 1990] metody poziomu III i II są rzadziej stosowane, głównie z powodu braku danych statystycznych. Dlatego w codziennym projektowaniu inżynierskim stosowana jest metoda współczynników częściowych, omówiona w obu normach. Niech symbol R oznacza nośność, zaś symbol E oznacza efekt oddziaływań. Konstrukcję uważa się za poprawnie obliczoną, jeśli stany graniczne nie są osiągnięte, co jest wyrażone w postaci:

$$E_d < R_d \quad (2)$$

gdzie indeks „ d ” odnosi się do wartości obliczeniowych, zaś wartości E_d i R_d zapisuje się w symbolicznej postaci jako

$$\begin{aligned} E_d &= E\{F_{d1}, F_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \Theta_{d1}, \Theta_{d2}, \dots\} \\ R_d &= R\{X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \Theta_{d1}, \Theta_{d2}, \dots\} \end{aligned} \quad (3)$$

gdzie poszczególne symbole w nawiasach oznaczają: F – oddziaływania, X – właściwości materiału, a - właściwości geometryczne, Θ - niepewności modelu.



Rys. 2. Przegląd metod niezawodności

4.4 Uwagi dotyczące różnic między normami ISO TC/98 i EN

Jak już wspomniano, w punkcie 2.2 ISO/TC 98 nie zajmuje się zasadami projektowania konstrukcji budowlanych wykonanych z betonu, stali, drewna, cegły, aluminium, materiałów kompozytowych i projektowaniem geotechnicznym. Dlatego normy od Eurocodu 2 do Eurocodu 9 nie mają swoich odpowiedników opracowanych przez ISO w Komitecie Technicznym 98.

Należy jednak zauważyć, że w ramach ISO/TC 98/SC3 (Safety of Structures) opracowano 5 norm:

- ISO 13822 – Assessment of existing structures,
- ISO 10137 – Serviceability of buildings and walkways against vibration,
- ISO 13823 – General principles on the design of structures for durability,
- ISO 12824 – General principles on risk assessment of systems involving structures,
- ISO 21650 – Actions from waves and currents on coastal structures

które nie mają swoich odpowiedników wśród Eurokodów Konstrukcyjnych. Istotne elementy powyżej wymienionych norm ISO są przedstawione poniżej.

Główne różnice między tworzeniem norm ISO a powstawaniem Eurokodów dotyczą dwóch aspektów:

- Przygotowywanie norm ISO jest finansowane wyłącznie przez kraje członkowskie, które podejmują się prowadzenia sekretariatów Grup Roboczych i pokrywają koszty pracujących w nich ekspertów, także koszty udziału w zebraniach, a dopiero końcowa redakcja i druk wykonywane są przez Centralny Sekretariat w Genewie. Natomiast powstawanie Eurokodów finansowane jest bezpośrednio przez Komisję Europejską.
- Normy europejskie tworzone są według ustalonego i spójnego programu, wypełniającego w sposób systematyczny podejmowaną tematykę, np. normy europejskie dotyczące wszystkich rodzajów konstrukcji i rodzajów obciążeń. Natomiast normy ISO powstają z inicjatywy poszczególnych krajów lub regionów bez ogólnego planu, który obejmowałby całą tematykę, a wynikają z lokalnych zainteresowań i potrzeb. Z tego powodu zbiór norm ISO nie stanowi spójnej całości.

4.4.1 Norma ISO 13822, ocena istniejących konstrukcji

Wymieniona norma może być stosowana do oceny stanu technicznego wszystkich typów konstrukcji budynków (budynków, mostów, budowli przemysłowych i obiektów historycznych), które były zaprojektowane i wykonane zgodnie z wiedzą inżynierską lub na podstawie historycznych i praktycznych doświadczeń zawodowych. Norma ta podaje ogólne zasady i tok postępowania w procesie oceny istniejących budowli na podstawie zasad niezawodności konstrukcji i konsekwencjach katastrofy. Składa się z części zasadniczej normy i 10 załączników. Wszystkie elementy normy omówione są w pracy [2]. Dlatego w niniejszym opracowaniu ograniczono się do przedstawienia ogólnego toku postępowania przy ocenie istniejących konstrukcji, który przedstawiono na Rys. 3.

4.4.2 Norma ISO 10137, Stan użyteczności budynków i kładek dla pieszych poddanych działaniu drgań

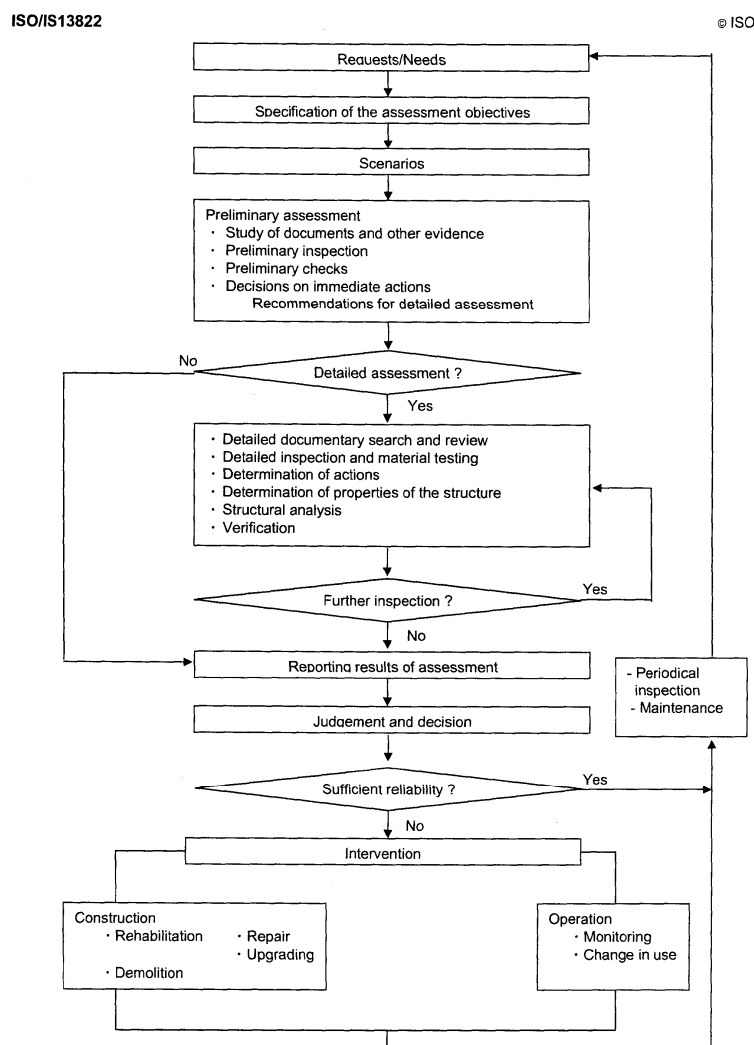
Norma ta daje zalecenia do oceny stanu granicznego użyteczności budynków poddanych działaniu wymuszeń generujących drgania w budynkach i kładkach dla pieszych, które łączą budynki lub stanowią konstrukcje samodzielne. Norma wyróżnia trzy zbiory odbiorców drgań:

- 1) ludzi znajdujących się w budynkach lub kładkach,
- 2) wyposażenie budynków (instrumenty, maszyny)
- 3) konstrukcje budynków.

Norma nie dotyczy mostów i fundamentów pod maszyny.

Oszacowanie drgań w budynkach i kładkach musi brać pod uwagę: źródło drgań, ścieżkę transmisji i odbiorcę. Do źródeł drgań wewnątrz i zewnątrz budynków norma wymienia: a) wewnątrz budynków: wymuszenia ludzi, maszyny rotacyjne i o ruchu posuwisto-zwrotnym, maszyny uderzeniowe, maszyny ruchome, działalność budowlana w czasie budowy lub rozbiórki budynków, b) zewnątrz budynków: proces budowy,

działalność górniczą lub wybuchy w kamieniołomach, działalność budowlaną taką jak: wiercenie pali, zagęszczanie gruntu, wykopy, ruch drogowy i kolejowy, wybuchy powietrzne, działanie wiatru i wody, działanie maszyn w otoczeniu budynków, uderzenia statków w nadbrzeża, tąpnięcia górnicze i trzęsienia ziemi.



Rys. 3. Ogólny tok postępowania przy ocenie istniejących konstrukcji

Norma opisuje działania dynamiczne wymienionych powyżej źródeł drgań, tj. podaje możliwe opisy (deterministyczne lub losowe) sił wymuszających, które powodują drgania budynków. Znając siły wymuszające, należy przyjąć model obliczeniowy budowli w celu określenia jego odpowiedzi, aby oszacować poziom drgań budowli na podstawie obliczeń. Poziom drgań istniejących budynków można także ustalić na podstawie pomiarów drgań. W swojej końcowej części norma podaje kryteria poziomu drgań w ramach stanu granicznego użyteczności dla trzech rodzajów odbiorców drgań w budynkach, tj. ludzi, wyposażenia i konstrukcji budynku lub kładek. Kryteria poziomu drgań w stanie granicznym użyteczności budynków lub kładek są opisane przez więzi (ograniczenia), ogólnie zawierające wartości ruchu drgającego, takie jak: przemieszczenia, prędkości lub przyspieszenia, zwykle w kombinacji z częstością lub zakresem częstości. Są to wartości uznane za dopuszczalne (akceptowalne) ze względu na odbiorców. Te wartości mogą być także połączone z wartościami naprężeń, odkształceń, pojawieniem się rys lub trwałością.

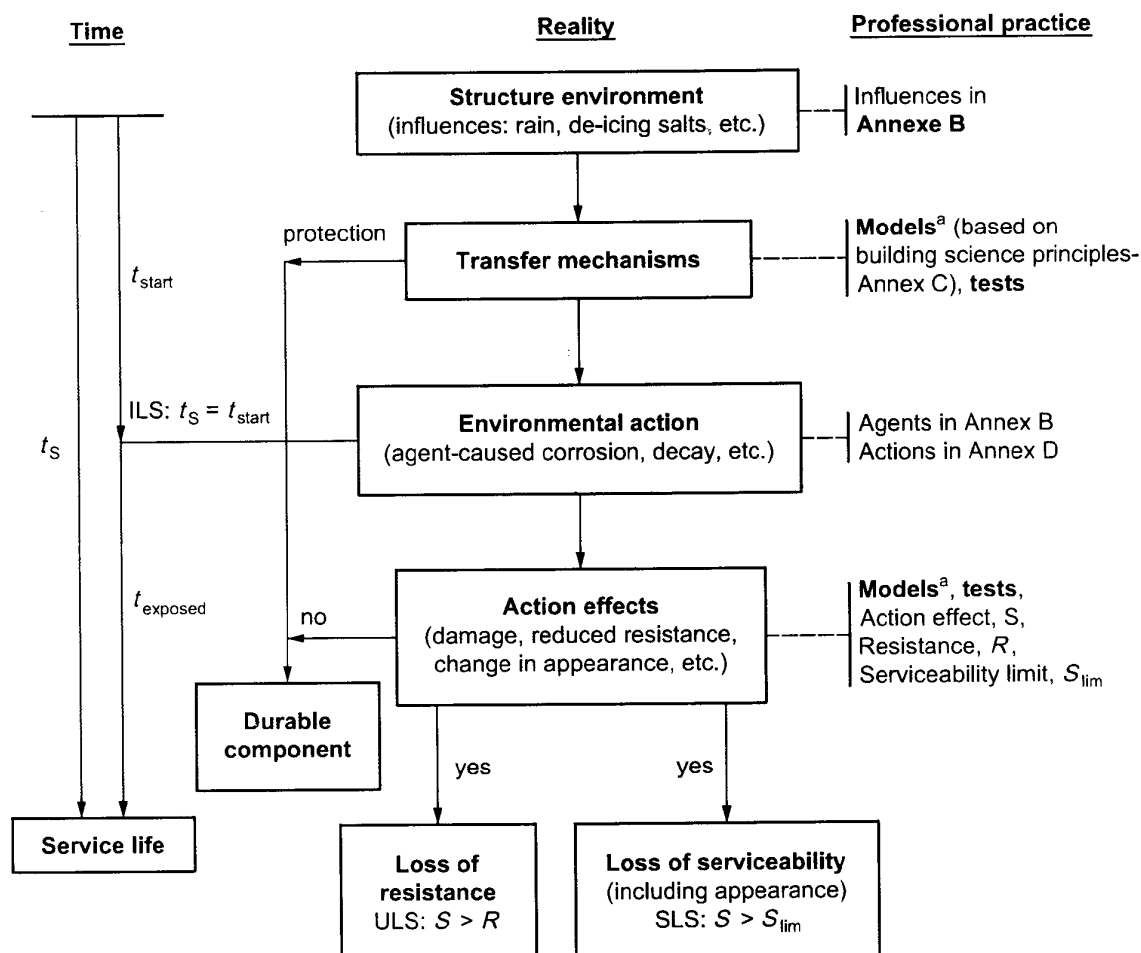
W przypadku, kiedy poziom drgań w budynku lub kładce jest niezadawalający dla zamierzonego lub bieżącego użytkowania, wówczas należy zastosować rozwiązania techniczne redukujące drgania.

4.4.3 Norma ISO 13823, Ogólne zasady projektowania konstrukcji z uwzględnieniem trwałości

Norma zaleca stosowanie metod stanów granicznych do projektowania i weryfikacji konstrukcji z uwzględnieniem trwałości, – co schematycznie przedstawiono na Rys. 4. Dla każdego elementu konstrukcji norma wymaga zrozumienia i opisu: *środowiska konstrukcji, mechanizmu transferu degradacji, działań środowiska i efektów tych działań*. Pojęcia te są rozumiane następująco:

Środowisko konstrukcji zawiera wpływy takie jak: powietrze, deszcz, zanieczyszczenia, temperaturę, życie biologiczne i promieniowanie słoneczne,

Mechanizmy transferu degradacji są czynnikami, które powodują powstanie działań środowiska. Do nich zaliczono: dyfuzję, kondensację, konwekcję, przepuszczalność, energię kinetyczną, kapilarność lub napięcie powierzchniowe, powietrze/ciśnienie pary, grawitację i ekspozycję bezpośrednią.



^a Both conceptual and mathematical.

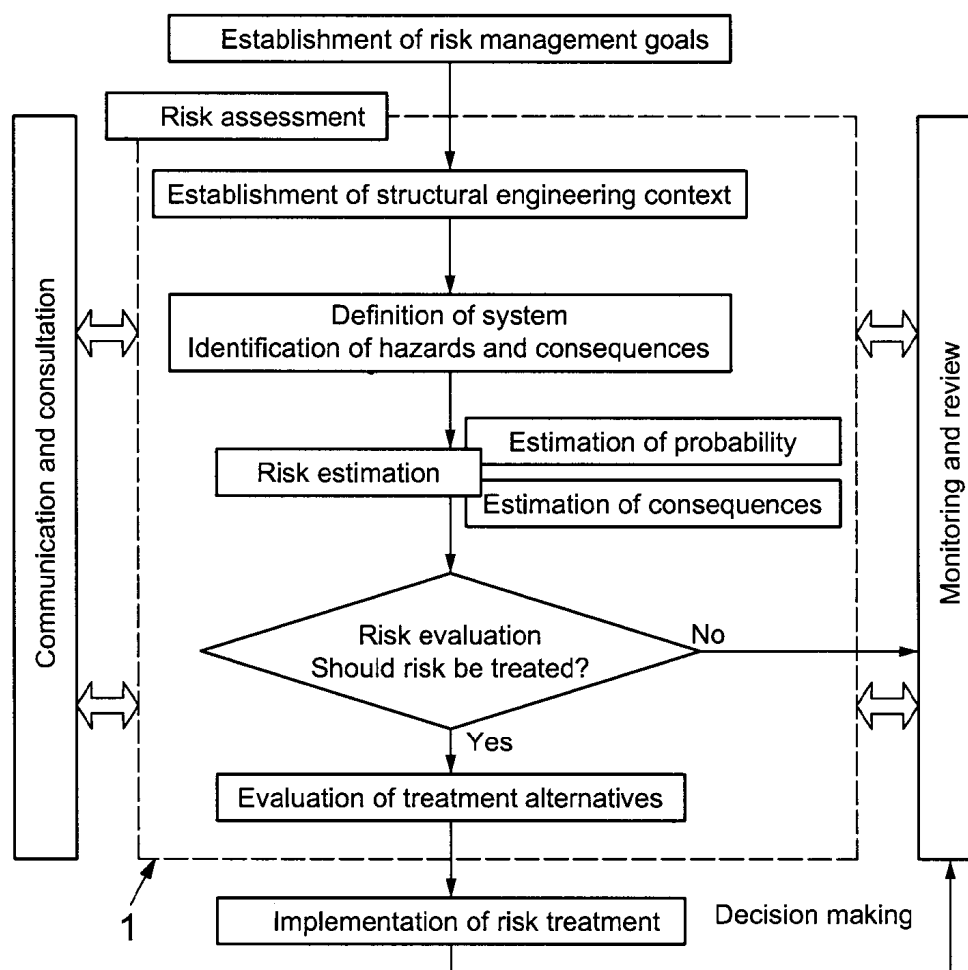
Rys. 4. Trwałość w metodach stanów granicznych

Efekty działań są definiowane jako uszkodzenia materiałowe, utratę nośności, naprężenia wewnętrzne i zmianę wyglądu spowodowane przez degradację materiału lub dodatkowe przemieszczenia w wyniku zmian materiałowych.

Norma ISO 13823 obejmuje wszystkie materiały konstrukcji budowlanych, tj.: grunty budowlane, drewno, kamień, cegłę, beton, metale, szkło i tworzywa sztuczne (polimery, plastyki).

4.4.4 Norma ISO/13824, Ogólne zasady oceny ryzyka systemów obejmujących konstrukcje

Norma ISO 13824 określa ogólne zasady oceny ryzyka systemów, w tym konstrukcji budowlanych. Podaje ogólne ramy, ale także i procedury identyfikacji niebezpieczeństw i oceny ryzyka istotnego w projektowaniu nowych konstrukcji, ocenie stanów technicznych konstrukcji istniejących, utrzymaniu i rozbiórce, ale także całych systemów obejmujących konstrukcje budowlane. Ogólne ramy oceny ryzyka systemów zawierających konstrukcje przedstawiono w oryginale na Rys. 5.



Key

1 scope of risk assessment

Rys. 5. Proces zarządzania ryzykiem i zakres oceny ryzyka systemów zawierających konstrukcje

Następnie norma szczegółowo omawia 5 pozycji (etapów), które są wymienione na Rys. 5, tj.:

- a) *ustalenie celów zarządzania ryzykiem,*
- b) *ocena ryzyka,*
- c) *wykorzystanie sposobu traktowania ryzyka,*
- d) *komunikacja i konsultacje,*
- e) *monitorowanie i ocena.*

Najbardziej szeroko norma omawia *oszacowanie ryzyka*. W końcowej części norma zaleca opracowanie raportu, który powinien zawierać:

- a) definicje systemu,
- b) identyfikację niebezpieczeństwa lub niebezpieczeństw,
- c) wnioski z oceny i akceptację lub nieakceptację ryzyka dla systemu,
- d) zalecenia dla traktowania ryzyka (koszty/korzyści rozważań),
- e) plan monitorowania systemu,
- f) udokumentowanie informacji.

Łącznie wszystkie wymienione pozycje powinny zawierać wystarczające informacje dla tych osób, które są uprawnione do podejmowania decyzji.

5 PODSUMOWANIE

- a) W dziedzinie budownictwa istnieją dwie międzynarodowe organizacje, które w przeszłości podjęły się trudu przygotowania norm, tj. Międzynarodowa Organizacja Normalizacyjna – ISO, o zasięgu światowym i działająca od 1947r. i Europejski Komitet Normalizacyjny – CEN powołany przez Komisję Wspólnoty Europejskiej w 1975r.
- b) W 1960r. został utworzony ISO/TC 98 „Podstawy projektowania konstrukcji”, którego sekretariat powierzono Polsce. Dorobek tego Komitetu, mierzony zbiorem przygotowanych i zaakceptowanych przez komitety normalizacyjne krajów o zasięgu światowych, patrz Tablica 1, jest ogromny. Polska w okresie 50 lat kierowania tym Komitetem dobrze wywiązała się z przyjętych zadań. Warto dołożyć starań, aby utrzymać sekretariat ISO/TC98, a zainteresowanie tą sprawą ze strony PZITB i finansowe wsparcie zasługuje na uznanie, zwłaszcza wobec obojętności administracji budownictwa.
- c) W ramach Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego opracowano pełny zbiór norm europejskich (EN), tzw. Eurokodów Konstrukcyjnych, które służą do projektowania wszystkich obiektów budowlanych ze znanych materiałów konstrukcyjnych, tj.: betonu, stali, materiałów kompozytowych, drewna, cegły i aluminium.
- d) Pomiędzy normami opracowanymi przez Komitet ISO/TC 98 i Komitet CEN istnieją podobieństwa i różnice, które zostały omówione w punkcie 4 referatu. Warto podkreślić, że dorobek i doświadczenia zdobyte przy opracowaniu norm ISO/TC 98 zostały wykorzystane przy opracowaniu norm europejskich EN. Na przykład norma EN 1990 cytuje w bibliografii aż 5 norm (na łączną liczbę 8) opracowanych przez ISO/TC 98. Dlatego podstawy bezpieczeństwa i niezawodności konstrukcji budowlanych są podobnie ujęte w normie ISO 2398 i EN 1990.
- e) Komitet ISO/TC 98 opracował szereg norm, np.: ISO 10137, ISO 13822, ISO 13823, ISO 13824 i ISO 21650, które nie mają swoich odpowiedników wśród norm EN, a które są bardzo ważne dla krajów europejskich i pozaeuropejskich, w znacznej mierze wytyczając kierunki rozwoju.
- f) Można przewidywać, że wraz z postępującą globalizacją, normalizacja prowadzona w ramach ISO będzie obejmowała coraz większe obszary, a działania regionalne jak np. Euronormy, będą stopniowo przyłączane do ogólnej normalizacji światowej, przynajmniej w najważniejszych dziedzinach techniki i technologii.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Brandt A.M., Kajfasz S.: Prace “polskiego” Komitetu Technicznego ISO/TC 98 „Podstawy projektowania konstrukcji”, Normalizacja 10/1999, s. 37-40.
- [2] Chmielewski T.: Ocena istniejących konstrukcji w ujęciu projektu normy ISO/CD/13822, Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2001, s. 515-517.
- [3] Brandt A .M., Standards for building – standards to build on, ISO Bulletin, vol. 29, No 7, 13-15, Genewa 1998.
- [4] Brandt A .M., For buildings as solid as a rock, ISO Focus, 2, No 12, 32-34, Genewa 2005.

ISO/TC 98 AND EN STANDARDS – SIMILARITIES AND DIFFERENCES**Summary**

The paper deals with general information on ISO, its history, member bodies, who does the work, and standards which are prepared by ISO/TC 98. Poland has been holding the Secretariat of ISO/TC 98 since 1960. Next, information on European Standards (EN 1900-EN 1999) is given. These European Standards have been prepared on behalf of the Technical Committee CEN/TC 250 “Structural Eurocodes”. In the second part of the paper similarities and differences between ISO/TC 98 and CEN/TC 250 standards are given.

Jadwiga FANGRAT¹
Roman GAJOWNIK²
Marek KAPROŃ³
Instytut Techniki Budowlanej

NORMALIZACJA W BUDOWNICTWIE

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono informacje dotyczące normalizacji, w szczególności uwzględniono: podstawowe zasady normalizacji, aspekty normalizacji międzynarodowej i krajowej, rodzaje norm i procedury ich opracowywania, edukację w zakresie normalizacji, specyficzne zagadnienia normalizacji w budownictwie, w tym status Polskich Norm oraz kierunki rozwoju normalizacji w budownictwie. Odniesiono się również do problemu powoływania norm w krajowych przepisach techniczno-budowlanych.

Słowa kluczowe: budownictwo, normalizacja, polskie normy, normy europejskie, wyrób, usługa, proces.

1 GENEZA NORMALIZACJI

Porządkowanie, upraszczanie i ujednolicanie czynności występowało od zarania dziejów ludzkości. Działania te określa się dziś mianem normalizacji, od łacińskiego słowa *norma* oznaczającego „ustaloną, ogólnie przyjętą zasadę, regułę, przepis, wzór” [1]. Pierwsze działania normalizacyjne polegały na przypisywaniu dźwiękom pewnych znaczeń, tak aby ludzie posługujący się tymi dźwiękami (mową) mogli się porozumieć. Jako przykład normalizacji w starożytności podaje się wzory pisma obrazkowego [2]. Z tego okresu pochodzą też pierwsze udokumentowane próby ujednolicania wymiarów i jednostek miar. Przykładowo, drogi rzymskie budowane od IV w. p.n.e. miały jednakową szerokość, bliską 2,75 m. Przy budowie piramidy Cheopsa (ok. 265 r. przed Chrystusem) zastosowano ujednolicony moduł budowlany o dokładnie określonych wymiarach. W średniowiecznej Anglii, ujednolicono jednostkę długości - jard (obecnie 91,4 cm) - równą odległości od wyprostowanego kciuka wyciągniętego ramienia króla Henryka I do końca jego nosa. W Polsce, król Zygmunt August ujednolicił - w połowie XVI w. - wymiary cegieł (3 x 6 x 12 cali). We Francji, w końcu XVIII w., wprowadzono znormalizowane, stosowane również obecnie, formaty papieru przeznaczonego do pism urzędowych (210 mm x 297 mm

¹ j.fangrat@itb.pl

² r.gajownik@itb.pl

³ m.kapron@itb.pl

oraz 297 mm x 420 mm). Mianem „ojca normalizacji” określa się E. Whitneya, który w 1798 r. dostarczył rządowi amerykańskiemu 10 000 muszkietów charakteryzujących się dużą zamiennością części. Dostrzeżona w drugiej połowie XIX w. potrzeba ujednoczenia parametrów wyrobów różnych producentów dała początek normalizacji branżowej. Rozwój przemysłu i towarzysząca mu specjalizacja przedsiębiorstw w produkcji określonych wyrobów spowodowała konieczność standaryzacji tych części, które mogły być łączone z wyrobami różnych producentów. Innym rodzajem porozumień między producentami były próby określenia cech, klas i gatunków towarów masowych. Giełdy towarowe przyczyniły się znacząco do dalszego rozwoju norm branżowych, które w zamierzeniu miały usuwać bariery techniczne w handlu. Z czasem normalizacja objęła również dalsze dziedziny, np.: ujednoczanie pojęć, wymagań jakościowych, rozwiązań konstrukcyjnych (typizacja i unifikacja), metod badań, symboli, metod postępowania itp. Systematyczne prace normalizacyjne rozpoczęło w 1869 r. Stowarzyszenie Inżynierów Niemieckich (VDI) wydaniem katalogu znormalizowanych profili stali walcowanej, ale pierwszy w świecie komitet normalizacyjny powstał w Anglii w 1901 r. Jego kontynuatorką jest działająca do dnia dzisiejszego BSI-*British Standards Institution*. Pierwszą międzynarodową organizacją normalizacyjną o charakterze branżowym jest wciąż działająca IEC (*International Electrotechnical Commission*) – Międzynarodowa Komisja Elektrotechniczna, powołana w 1906 r. w związku z szybko rozwijającym się przemysłem elektrotechnicznym. Jej zadania dotyczyły wówczas ujednoczania parametrów wytwarzanej energii elektrycznej, jak i wyrobów nią zasilanych. Kolejną organizację międzynarodową (ISA) założyło w 1926 r. w Szwajcarii dwadzieścia krajowych instytucji normalizacyjnych. W 1946 r. przekształcono ją w Międzynarodową Organizację Normalizacyjną (*International Organization for Standardization - ISO*), działająca do chwili obecnej. W związku ze zmianami politycznymi i gospodarczymi zachodzącymi w XX w. w Europie, nastąpiła znaczna intensyfikacja regionalnej działalności normalizacyjnej Unii Europejskiej, a szczególne znaczenie zyskał Europejski Komitet Normalizacyjny CEN (*Comité Européen de Normalisation*). Działalność ISO i CEN przedstawiono w p. 3.

2 ZASADY NORMALIZACJI

Podstawowym efektem działalności normalizacyjnej jest norma, która - bez względu na swój zasięg: krajowy, regionalny (np. europejski) czy międzynarodowy - jest w procesie normalizacji (rys. 1) opracowana i uzgodniona przez przedstawicieli zainteresowanych stron (ekspertów), a następnie zatwierdzona przez odpowiednią jednostkę normalizacyjną. Głównymi udziałowcami tego procesu są: producenci, usługodawcy, dostawcy, użytkownicy (przemysłowi), konsumenci, władze publiczne i środowisko naukowe, czyli grupy późniejszych użytkowników norm, którzy delegują swoich reprezentantów do prac normalizacyjnych. Dostęp do publikowanych norm i ich dystrybucję zapewniają krajowe organizacje normalizacyjne.

Podstawowymi zasadami normalizacji są:

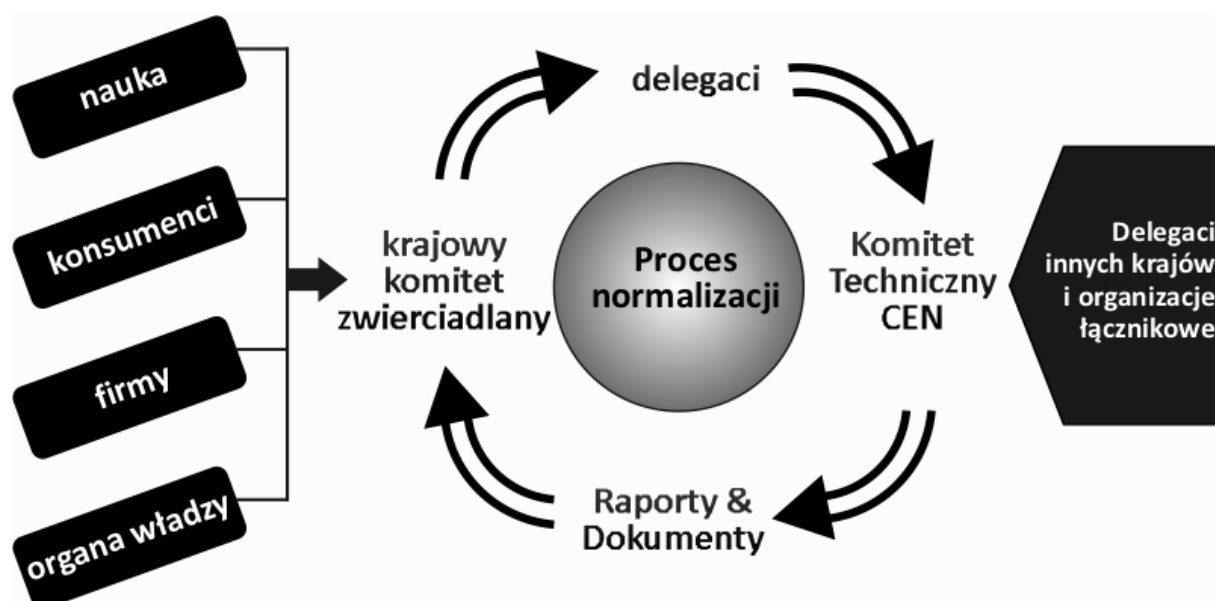
- jawność i powszechna dostępność
- uwzględnianie interesu publicznego
- dobrowolność uczestnictwa w procesie opracowywania i stosowania norm
- zapewnienie wszystkim zainteresowanym możliwości uczestnictwa w procesie opracowywania norm
- konsens jako podstawa procesu uzgadniania treści norm
- niezależność od administracji publicznej oraz jakiegokolwiek grupy interesów
- jednolitość i spójność postanowień norm
- wykorzystywanie sprawdzonych osiągnięć nauki i techniki

- zgodność z zasadami normalizacji europejskiej i międzynarodowej.

Podstawą procesu normalizacji jest dobrowolność uczestnictwa w pracach normalizacyjnych - w tym uzgadniania projektów w ankiecie i udziału w organach technicznych funkcjonujących w organizacjach normalizacyjnych - oraz dobrowolność stosowania norm. Nie oznacza to jednak, że w szczególnych przypadkach nie ma możliwości nałożenia obowiązku stosowania normy, co jest jednak możliwe tylko na podstawie innej ustawy. Problem ten jest szerzej dyskutowany w rozdz. 6. Zatwierdzenie norm opiera się na wszechstronnym ich uzgadnianiu, a zgoda co do treści jest osiągnięta, gdy dochodzi do porozumienia wszystkich zainteresowanych. Taka zgoda - określana słowem *konsens* - oznacza „porozumienie, charakteryzujące się brakiem trwałego sprzeciwu znaczącej części zainteresowanych w odniesieniu do istotnych zagadnień, osiągnięte w procesie rozpatrywania poglądów wszystkich zainteresowanych stron i zbliżenia przeciwstawnych stanowisk” [3].

Norma, w zależności od typu (tab.1) zawiera zasady, wytyczne lub specyfikacje odnoszące się do wyrobów lub usług, procesów, systemów, ale może również określać terminologię, opisywać sposoby pomiarów i metody badań. W budownictwie prawdopodobnie najczęściej stosowane są normy wyrobu, które są podstawą procesu oceny zgodności. Pełna norma wyrobu zawiera komplet następujących informacji: terminologia i symbole, opis wyrobu (skład, zastosowane materiały, wymiary i tolerancje, typy), badania i kontrola, w tym pobieranie próbek do badań, parametry użytkowe (zakres zastosowania, wymagania jakościowe i funkcjonalne).

Jednolitość i spójność norm jest optymalnie realizowana poprzez powoływanie postanowień innych norm, szczególnie w przypadku norm podstawowych i terminologicznych, ponieważ normy powinny być ze sobą zgodne. Sprzeczności w nich występujące należy eliminować, najlepiej już na etapie projektu. Normy powinny reprezentować aktualny stan techniki, a nawet go wyprzedzać poprzez wprowadzanie osiągnięć badań naukowych, działając w ten sposób na rzecz postępu i nowoczesności (przykład podano w p. 4). Aby to zapewnić normy są okresowo przeglądane i nowelizowane lub wycofywane.



Rys. 1. Proces normalizacji w systemie europejskim (według [4])

Tablica 1. Typy norm

Norma	Charakterystyka
Podstawowa	Obejmuje szeroki zakres zagadnień lub zawiera ogólne postanowienia dotyczące jednej określonej dziedziny; może być normą do bezpośredniego stosowania lub stanowi podstawę do opracowania innych norm
Terminologiczna	Dotyczy terminów; zawiera zwykle definicje, niekiedy np. dodatkowe objaśnienia, ilustracje i przykłady
Badań	Dotyczy metod badań, a niekiedy innych związanych postanowień np. kolejności badań, pobierania próbek, zastosowania metod statystycznych
Wyrobu	Określa wymagania wobec wyrobu lub grupy wyrobów w celu zapewnienia ich funkcjonalności; może również zawierać wymagania dotyczące terminologii, pobierania próbek, badania, pakowania, znakowania a czasem procesów. Pod względem kompletności wymagań normy te dzielą się na pełne i niepełne (np. wymiarów, materiału, warunków technicznych dostawy itp.)
Procesu	Podaje wymagania wobec procesu
Usługi	Określa wymagania, które powinna spełnić usługa w celu zapewnienia jej funkcjonalności (dot. pralnictwa, hotelarstwa, transportu, handlu itp.)
Interfejsu	Zawiera wymagania w zakresie kompatybilności wyrobów lub systemów w miejscu ich wzajemnego łączenia
Danych (do dostarczenia)	Zawiera wykaz właściwości, dla których powinny być podane wartości lub inne dane w celu określenia wyrobu, usługi lub procesu

3 WSPÓŁPRACA W ISO I CEN

Instytucją normalizacyjną o zasięgu światowym jest ISO, która współpracuje z powiązanimi z nią lub, działającymi w jej ramach, wyspecjalizowanymi międzynarodowymi organizacjami normalizacyjnymi, np.: IEC (Międzynarodowa Komisja Elektrotechniczna), ISO/CASCO (Komitet ISO do spraw Oceny Zgodności), ISO/STACO (stały Komitet do Badania Podstaw Naukowych Normalizacji) lub regionalnymi np. europejskimi: CEN (Europejski Komitet Normalizacyjny) i CENELEC (Europejski Komitet Normalizacyjny Elektrotechniki).

Głównym celem organizacji międzynarodowych jest tworzenie i promowanie międzynarodowych dokumentów normatywnych, które mają charakter zaleceń przeznaczonych do stosowania w skali międzynarodowej i są publikowane w postaci norm, specyfikacji technicznych, raportów technicznych lub przewodników i w tym charakterze są przyjmowane przez kraje członkowskie. Międzynarodowe dokumenty normatywne ISO stanowią podstawę norm krajowych i regionalnych oraz systemów oceny zgodności (certyfikacja) i uzgodnień technicznych w handlu międzynarodowym. Mogą też być wykorzystane przez władze krajowe w pracach legislacyjnych, jako podstawa krajowych przepisów technicznych. Nie ma obowiązku wprowadzania norm ISO przez ich członków do zbiorów norm krajowych, choć jest to zalecane, w celu ułatwienia handlu międzynarodowego (przykładowo zalecenie to zawarte jest w załączniku nr 3 do Porozumienia WTO/TBT - "Kodeksie właściwego postępowania przy przygotowywaniu, przyjmowaniu i stosowaniu norm") [5]. ISO pełni ważną rolę w procesie globalizacji poprzez:

- zaspokajanie zapotrzebowania rynku globalnego na międzynarodowe dokumenty normatywne i systemy oceny zgodności
- ustanawianie warunków niezbędnych dla wspólnego funkcjonowania zespołów i systemów
- podnoszenie poziomu jakości wyrobów i usług oraz wydajności procesów technologicznych

- udział w międzynarodowych działaniach na rzecz ochrony środowiska oraz zdrowia i bezpieczeństwa.

Zakres działalności ISO obejmuje różne dziedziny naukowe, techniczne i ekonomiczne poza sektorem telekomunikacji (obszar działania ITU – *International Telecommunication Union*) oraz elektrotechniki i elektroniki, którym zajmuje się IEC. Polski Komitet Normalizacyjny jest członkiem m.in. ISO, IEC, CEN i CENELEC. Więcej informacji na ten temat zainteresowany czytelnik znajdzie na stronie internetowej PKN [5].

W Unii Europejskiej funkcjonuje system harmonizacji prawa technicznego, który pozwala na swobodny obrót towarów spełniających zasadnicze wymagania w zakresie bezpieczeństwa produktów dla ludzi i środowiska. System ten nazywany jest „nowym podejściem” (ang. *new approach*), a podstawowym jego elementem są dyrektywy wydawane przez Komisję Europejską. Dyrektywy nowego podejścia to regulacje prawne obowiązkowe do wdrożenia przez wszystkich członków UE, opracowane w celu stworzenia jednolitego systemu przepisów pozwalających na zlikwidowanie barier technicznych. Zasadnicze wymagania poszczególnych dyrektyw - w tym dyrektywy budowlanej – uwzględniają europejskie normy zharmonizowane. Są to normy opracowane przez Europejski Komitet Normalizacyjny w odpowiedzi na mandat wydany przez Komisję Europejską po konsultacjach z państwami członkowskimi. Lista Europejskich Norm zharmonizowanych jest publikowana w Dzienniku Urzędowym Unii Europejskiej. Stosowanie norm zharmonizowanych, podobnie jak innych norm, jest dobrowolne, ale jednocześnie zalecane, gdyż jest to najłatwiejszy, najpewniejszy i najtańszy sposób wykazania zgodności wyrobu z wymaganiami dyrektyw. Producent wyrobu ma bowiem do wyboru dwa rozwiązania: może produkować wyrób i sprawdzać jego zgodność bezpośrednio z dyrektywą lub może produkować wyrób zgodnie z normą zharmonizowaną, która zapewnia domniemanie zgodności z dyrektywą. Wyjątkiem od tej ogólnej zasady jest dyrektywa dotycząca wyrobów budowlanych [9], gdzie wykazanie zgodności z wymaganiami zasadniczymi dyrektywy wymusza stosowanie wymagań zarówno dyrektywy jak i wymagań szczegółowych zawartych w zharmonizowanych normach lub aprobatkach technicznych.

Skala współpracy polskich specjalistów z CEN i ISO jest w chwili obecnej trudna do oszacowania, gdyż PKN nie ma praktycznie informacji o udziale polskich ekspertów z poszczególnych KT, w pracach odpowiednich KT CEN i ISO. Udział w pracach wybranych grup roboczych i innych ciał technicznych CEN i ISO oznacza zaangażowanie zarówno w opiniowanie dokumentów, jak i uczestnictwo w posiedzeniach. Brak danych na temat zaangażowania polskich jednostek w te działania uniemożliwia ich obiektywną analizę i ocenę w skali kraju. Niewątpliwie działalność ta wiąże się ze znacznym wysiłkiem finansowym i organizacyjnym, którego nie wspiera PKN. Jest to znacząca przeszkoda w jej dalszym rozwoju. Autorzy referatu dysponują jedynie danymi z działalności Instytutu Techniki Budowlanej. Przykładowo w 2010 r., pracownicy Instytutu dzielili się swoją wiedzą i doświadczeniem w ramach prac Komitetów Technicznych (TC) Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego (CEN) i ich Grup Roboczych:

- CEN/TC 89 *Thermal performance of buildings and building components*
- CEN/TC 126 *Acoustic properties of building elements and of buildings*
- CEN/TC 127 *Fire safety of buildings*
- CEN/TC 156 *Ventilation for buildings*
- CEN/TC 191 *Fixed firefighting systems*
- CEN/TC 341 *Geotechnical investigation and testing*
- CEN/TC 350 *Sustainability of construction works*
- CEN/BT WG 206 *The CEN contribution to EC Lead Market Initiative on sustainable construction*

oraz Komitetu Technicznego ISO/TC 98 *Bases for design of structure*.

Ponadto eksperci ITB dokonali w ubiegłym roku przeglądu ponad 270 projektów norm (głównie PN-EN i PN-EN ISO), tematycznie związanych z budownictwem, skierowanych do ankiety powszechnej przez PKN.

4 NORMALIZACJA KRAJOWA

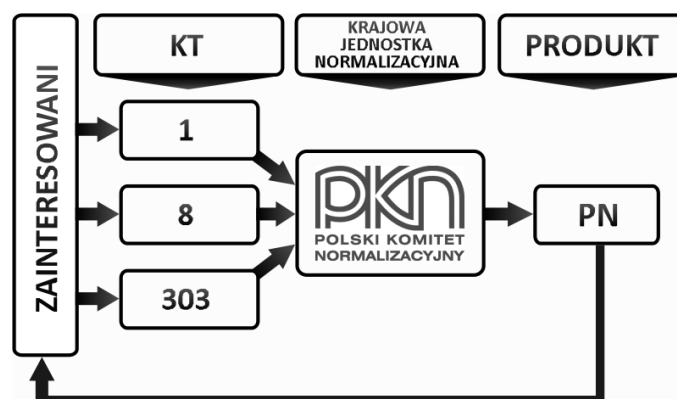
Początki instytucjonalnej działalności normalizacyjnej w Polsce sięgają 1923 r., kiedy przy Ministerstwie Handlu i Przemysłu powołano Komitet Techniczny ds. Normalizacji Wyrobów Przemysłowych. W tym samym roku Stowarzyszenie Elektryków Polskich (SEP) tworzy Polski Komitet Elektrotechniki, który przystępuje do Międzynarodowej Komisji Elektrotechnicznej IEC. Rok później powołany zostaje Polski Komitet Normalizacyjny (PKN), a Polska Norma (PN) staje się oficjalnym dokumentem do dobrowolnego stosowania. Pierwszą PN opublikowano już w 1925 r. [6]. Po przerwie w okresie II wojny światowej, PKN wznowia działalność w 1945 r. W 1946 r. zostaje członkiem założycielem Międzynarodowej Organizacji Normalizacyjnej ISO. Z dniem 1 stycznia 2004 r. PKN przystępuje do europejskich organizacji normalizacyjnych CEN i CENELEC.

Od 1 stycznia 2003 r. PKN działa na podstawie ustawy o normalizacji [7], która określiła podstawowe cele, zasady, organizację i sposób finansowania normalizacji. W ustawie tej przywołano m.in. następujące cele normalizacji:

- racjonalizacja produkcji i usług poprzez stosowanie uznanych reguł technicznych lub rozwiązań organizacyjnych
- usuwanie barier technicznych w handlu i zapobieganie ich powstawaniu
- zapewnienie ochrony życia, zdrowia, środowiska i interesu konsumentów oraz bezpieczeństwa pracy
- poprawa funkcjonalności, kompatybilności i zamienności wyrobów, procesów i usług oraz regulowanie ich różnorodności
- zapewnienie jakości i niezawodności wyrobów, procesów i usług
- działanie na rzecz uwzględnienia interesów krajowych w normalizacji europejskiej i międzynarodowej
- ułatwianie porozumiewania się przez określanie terminów, definicji, oznaczeń i symboli do powszechnego stosowania.

Najważniejszym polskim aktem prawnym, który transponuje dyrektywy nowego podejścia do prawa krajowego, jest ustawa o systemie oceny zgodności [8]. Natomiast zasadnicze wymagania i oceny zgodności z poszczególnych dyrektyw są zawarte w rozporządzeniach wydawanych na podstawie ustawy o systemie oceny zgodności i innych ustaw (m. in. o wyrobach budowlanych, o transporcie kolejowym). Polski Komitet Normalizacyjny wprowadza zharmonizowane Normy Europejskie do zbioru Polskich Norm i upowszechnia te informacje publikując wykazy Polskich Norm zharmonizowanych, aktualizowane co 3 tygodnie. Obwieszczenia Prezesa PKN - ogłaszane co pół roku (30.VI i 31.XII) w Monitorze Polskim - zawierają m.in. wykazy Polskich Norm zharmonizowanych. Od lipca 2010 r., obwieszczenia te zawierają wszystkie aktualne Polskie Normy zharmonizowane a nie jak dotychczas tylko normy nowo opublikowane w danym półroczu. Obwieszczenia mają charakter wyłącznie informacyjny [5].

Zgodnie z art. 5 ust. 5 ustawy o normalizacji [7] Polskie Normy są chronione prawem autorskim jak utwory literackie, a autorskie prawa majątkowe do nich przysługują Polskiemu Komitetowi Normalizacyjnemu (PKN). Wydawanie i rozpowszechnianie na dowolnym nośniku (papierowym lub elektronicznym) Polskich Norm wymaga uzyskania zgody PKN na taką działalność. Polskie Normy i inne produkty normalizacyjne są oznakowane hologramem lub znakiem wodnym. Zgodnie z art. 5 ust. 7 tej samej ustawy, Polskie Normy nie stanowią informacji publicznej i nie podlegają udostępnieniu w trybie ustawy o dostępie do informacji publicznej [10].

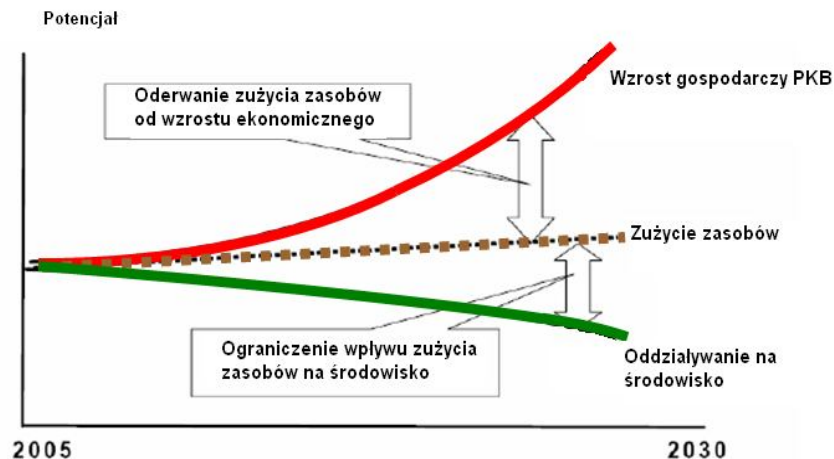


Rys. 2. Polski system normalizacji (według [4])

W skład struktury organizacyjnej krajowego systemu normalizacyjnego wchodzi: Polski Komitet Normalizacyjny, Prezes PKN, Rada Normalizacyjna, Komitety Techniczne.

Podstawowym zadaniem PKN jest organizacja i nadzorowanie działań związanych z opracowywaniem, zatwierdzaniem i rozpowszechnianiem Polskich Norm i innych dokumentów normalizacyjnych (oznaczonych jako „produkt” na rys. 2). Działalność tę PKN realizuje przez - specjalnie w tym celu powołane przez Prezesa PKN - Komitety Techniczne (KT PKN), których obecnie jest 246, w tym 30 w sektorze budownictwa- tab. 2. Projekty norm - przygotowane przez członków KT - podlegają ankiecie powszechnej, a następnie po uwzględnieniu przez KT zgłoszonych uwag, gotowe projekty norm przedkładane są do zatwierdzenia przez Prezesa PKN.

Komitety PKN KT działają jako komitety zwierciadlane odpowiednich komitetów europejskich CEN. Warto tu przytoczyć słowa dr inż. Tomasza Schweitzera – prezesa PKN: (...) *Z przykrością stwierdzam, że po ponad trzech latach uczestnictwa w strukturach normalizacji europejskiej w dalszym ciągu jesteśmy konsumentami inicjatyw normalizacyjnych pozostałych członków CEN i CENELEC. Pamiętam, że w okresie przygotowawczym do członkostwa zgłaszano wiele uwag krytycznych do jakości Norm Europejskich, stwierdzając, że nasze, polskie opracowania byłyby o wiele lepsze i nowocześniejsze. Spodziewaliśmy się więc, że gdy staniemy się pełnoprawnymi członkami, aktywność naszych ekspertów w pracach organów roboczych tych organizacji będzie znacznie większa i będą oni współdecydować o kształcie Norm Europejskich. Tymczasem tak się nie stało; uwag krytycznych wprawdzie nie ma, ale udział w pracach jest znikomy. Aktywność KT ograniczyła się głównie do tłumaczenia opracowanych Norm Europejskich na język polski.* (...). W tym kontekście należy zwrócić uwagę na szczególną sytuację Komitetu PKN KT 307 *Zrównoważone budownictwo*. Działania w obszarze zrównoważonego rozwoju są całkowicie odmienne od działań innych komitetów technicznych. Tradycyjnie komitety opracowują regulacje legislacyjne na podstawie istniejącego stanu wiedzy i techniki, wykorzystując doświadczenia z przeszłości. Zadaniem Komitetu ds. Zrównoważonego Budownictwa jest osiągnięcie pożądanego stanu techniki za pomocą ustaleń normowych. Oznacza to „rozprzęgnięcie” wzrostu zużycia zasobów (rys. 3). Jest to również okoliczność umożliwiającą wszystkim krajom prezentowanie pełnoprawnego stanowiska – nigdzie dotychczas nie było zrównoważonego rozwoju i bez względu na stopień rozwoju danego kraju, nie ma doświadczeń z przeszłości. Komitet Techniczny pracujący pod kierunkiem prof. Lecha Czarneckiego stara się tą unikalną szansę aktywnie wykorzystać [11].



Rys. 3. Idea zrównoważonego rozwoju (według A. Ilomäki – przewodniczącego CEN/TC 350)

Zbiór Polskich Norm obejmuje:

- normy własne (krajowe - opracowane w PKN) – oznaczone w budownictwie jako PN-B,
- normy europejskie lub międzynarodowe - wprowadzone do zbioru PN metodą tłumaczenia na język polski – oznaczone jako PN-EN, PN-ISO lub PN-EN ISO,
- normy europejskie - wprowadzone do zbioru PN w języku oryginału (z reguły w języku angielskim) metodą uznania („metodą okładkową”) – oznaczone symbolem PN-EN (org.), poprzednio PN-EN (U).

Normy PN-EN (org.) wprowadzone zostały do krajowej normalizacji potrzebą uzyskania przez PKN członkostwa w CEN, które uwarunkowane było tym, aby do zbioru PN wprowadzono co najmniej 80% zharmonizowanych norm PN-EN. Zakładano, że tak szybko, jak tylko to jest możliwe, normy te zostaną przetłumaczone na język polski, co pozwoli na właściwe i pełne ich wykorzystanie w przepisach techniczno-budowlanych. Niestety, liczba norm budowlanych w języku oryginału systematycznie wzrasta (w czerwcu 2005 r., było ich 362 (14%). Fakt ten budzi wśród użytkowników norm coraz poważniejsze zastrzeżenia. Wynika to między innymi z tego, że „robotyczne tłumaczenia” dokonywane przez zainteresowanych, często miernie znających język techniczny, mogą znacznie różnić się od siebie, co może prowadzić do błędnych interpretacji normy. Prawidłowe tłumaczenie norm jest nie tylko werbalne, ale często wymaga tworzenia lub doboru terminów technicznych, opisanie nowych lub odmiennych procedur obliczeniowych i badawczych itp., co powinno być – w wielu przypadkach – poprzedzone przeprowadzeniem analiz i potwierdzone przez kompetentne gremium.

Wprowadzenie do zbioru PN norm europejskich czy międzynarodowych polega na nadaniu tym normom statusu normy krajowej oraz na równoczesnym wycofaniu norm krajowych, „sprzecznych” z normami wprowadzanymi (norma „sprzeczna” jest to norma krajowa dotycząca tej samej tematyki, co norma wprowadzana).

Przyjęta procedura normalizacyjna pozwala wszystkim zainteresowanym tematyką określonej normy – niebiorącym bezpośrednio udziału w pracach właściwego KT – zgłaszać, na własny koszt, uwagi do treści normy po opracowaniu przez KT pierwszej redakcji projektu normy, przez uczestnictwo w powszechnej ankiecie ogłaszanej przez PKN na swojej stronie internetowej. Zgłoszenie uwag następuje w wersji elektronicznej, na specjalnych formularzach dostępnych na stronie internetowej PKN. Przedtem wymaga zapoznania się z projektem normy w oryginale oraz jej tłumaczeniem (dostępnych do wglądu tylko w PKN), co jest przedsięwzięciem bardzo kłopotliwym i czasochłonnym, wymagającym oprócz wiedzy fachowej, także znajomości języka oryginału. Wieloletnia praktyka wykazała, że przyjęta forma przeprowadzania ankiety powszechnej zupełnie nie zdaje egzaminu jako, że do

zdecydowanej większości projektów norm, nie są zgłaszane żadne uwagi – nie ze względu na ich doskonałość – ale z braku zainteresowania przyszłych użytkowników norm taką formą współpracy. Sytuację pogarsza również fakt, że bardzo mało osób śledzi ogłoszenia na stronie internetowej PKN dotyczące rozpoczęcia ankietowania normy, przez co ogłoszenia te zostają zazwyczaj bez odzewu. Wysyłanie próśb przez KT do wybranych jednostek czy nawet indywidualnych ekspertów o nieodpłatne zgłoszenie uwag, tylko w niewielkim stopniu poprawia sytuację. W tym stanie rzeczy, odpowiedzialność za opracowanie normy (w tym także za względnie poprawne jej przetłumaczenie) spoczywa zazwyczaj wyłącznie na kilku członkach KT, co nie sprzyja jakości norm [12].

W przypadku projektów norm europejskich (prEN), ankieta jest prowadzona równolegle we wszystkich państwach członkowskich. W Polsce przyjmuje się, że projekt prEN jest również projektem PN (oznacza się go jako prPN-prEN), a po jego zatwierdzeniu w CEN, zostanie on – bez dodatkowej ankiety – zatwierdzony jako norma krajowa PN-EN. Do udziału w ankiecie zobligowane są przede wszystkim właściwe merytorycznie KT. Niestety, zainteresowanie zgłaszaniem uwag do projektów norm jest również bardzo niskie. Sytuację pogarsza fakt, że zgłaszanie uwag a następnie głosowania nad uwagami w KT następuje przez internet (tzw. Moduł KT, do którego dostęp mają wyłącznie członkowie KT). Posługiwanie się tą procedurą wymaga stosownych uprawnień PKN, a przede wszystkim odpowiedniego sprzętu komputerowego. Dodatkowo pewne specyficzne problemy normalizacji w budownictwie omówiono w kolejnych rozdziałach.

Uznając upowszechnianie informacji normalizacyjnej za ważny interes społeczny, od początku br. PKN wprowadził zasady polityki edukacyjnej, której celem jest kształtowanie świadomości i edukacji w zakresie normalizacji. Na stronie internetowej PKN opublikował nowe, zacytowane poniżej, zasady współpracy ze szkołami wyższymi:

1. *PKN współpracuje ze szkołą wyższą na podstawie zawartej umowy dwustronnej.*
2. *Po spełnieniu wymagań pkt. 3 i 4, PKN będzie przekazywać szkole wyższej zbiór aktualnych Polskich Norm.*
3. *W celu ochrony informacji stanowiącej własność PKN szkoła wyższa wdroży system zarządzania bezpieczeństwem informacji zgodny z PN-ISO/IEC 27001, potwierdzony certyfikatem strony trzeciej lub świadectwem zgodności strony drugiej (PKN).*
4. *Szkoła wyższa wprowadzi do programu studiów przedmiot NORMALIZACJA. Zaleca się, aby podstawą treści zajęć dydaktycznych z ww. przedmiotu była publikacja Polskiego Komitetu Normalizacyjnego „NORMALIZACJA”.*
5. *Szczegółowe zasady współpracy między PKN a szkołą wyższą reguluje umowa dwustronna.*

Powyższe zasady wchodzi w życie od 1 stycznia 2011 r.

Sprawa edukacji w zakresie normalizacji jest niewątpliwie istotna. Niestety hasło normalizacja nie występuje w „Standardach kształcenia dla kierunku studiów: Budownictwo” opublikowanych na stronie MNiSW [13]. Nie można również za pomocą najpopularniejszej wyszukiwarki internetowej Google znaleźć informacji, które wyższe uczelnie techniczne w Polsce mają w swoich programach kształcenia problematykę normalizacji. Niewątpliwie jest to obszar wymagający doskonalenia.

5 SPECYFIKA NORMALIZACJI W BUDOWNICTWIE

Obecny stan normalizacji w budownictwie - po akcesji Polski do Unii Europejskiej - różni się w istotny sposób od ustalonego przed 2004 r., ze względu na wprowadzenie systemu harmonizacji prawa technicznego. W założeniu umożliwia to swobodny obrót wyrobów spełniających zasadnicze wymagania w zakresie bezpieczeństwa obiektów budowlanych, rozumiane nie tylko jako bezpieczeństwo wytrzymałościowe konstrukcji, ale także spełnienie

określonych kryteriów jakościowych oraz wymagań związanych z trwałością i niezawodnością w całym przewidywanym okresie użytkowania obiektów. Przepisy krajowe wdrażające dyrektywy nowego podejścia (rozdz. 4), powinny zawierać jedynie niezbędne wymagania funkcjonalno - użytkowe, zapisane w sposób ogólny, bez odnoszenia się do rozwiązań konstrukcyjno - materiałowych.

Dyrektywa budowlana [9] formułuje sześć wymagań podstawowych, które stawiane są obiektom budowlanym w przepisach krajowych. Zgodnie z zapisami dyrektywy, wyroby budowlane nadają się do zamierzonego stosowania, jeżeli mają takie właściwości użytkowe, które pozwalają obiektom (w których mają być zastosowane) spełnić wymagania podstawowe. Przydatność wyrobu do zamierzonego stosowania oznacza więc, że jego cechy pozwalają na spełnienie przez obiekt wymagań podstawowych, przy czym o konieczności spełnienia przez obiekt tych wymagań decydują dotyczące go wymagania krajowe.

Przejęcie od wymagań podstawowych, stawianych obiektom budowlanym, do cech charakteryzujących właściwości użytkowe wyrobów budowlanych odbywa się poprzez specyfikacje techniczne, którymi mogą być:

- 1) w obszarze regulowanym (mandaty KE)
 - normy wyrobów budowlanych
 - aprobaty techniczne
- 2) w obszarze dobrowolnym (poza mandatami KE)
 - rekomendacje techniczne
 - normy projektowania konstrukcji budowlanych
 - warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych.

Ponadto w procesie oceny dodatkowo mogą mieć zastosowanie

- normy dotyczące badań i klasyfikacji wyrobów budowlanych
- normy projektowania konstrukcji budowlanych, jeśli nie pełnią roli specyfikacji technicznej.

Zapewnienie zgodności wyrobu ze specyfikacjami technicznymi tak, aby zagwarantowane było spełnienie przez obiekt budowlany zarówno wymagań podstawowych, jak i innych, dodatkowych wymagań użytkowych w całym okresie istnienia obiektu, polega na właściwym doborze wyrobów i prawidłowym ich stosowaniu. Normy PN-B i PN-EN (lub PN-EN ISO) na wyroby budowlane są specyfikacjami technicznymi opisującymi te wyroby za pomocą właściwości użytkowych i właściwości technicznych, jakie powinny mieć oraz podają metody sprawdzenia tych właściwości, z reguły przez powołanie norm na badania.

Normy wyrobów budowlanych ustanowione przed wprowadzeniem norm zharmonizowanych, czyli tzw. normy własne - oznaczane jako PN-B - zawierały wymagania dotyczące konkretnego wyrobu wraz z podaniem jego kształtu i wymiarów fizycznych oraz innych właściwości, z jednoczesnym określeniem poziomu tych właściwości. Projektanci przewidujący zastosowanie określonych wyrobów w projektowanych obiektach posługiwali się zwykle nazwą wyrobu i wyróżnikiem określającym poziom, z reguły tylko jednej właściwości tego wyrobu, np. jedynie wytrzymałością wyrobu na ściskanie (klasę wytrzymałości). Pozostałe właściwości były już zdefiniowane i określone normą.

W normach zharmonizowanych, zastępujących dotychczasowe normy PN-B, wymagania formułowane są w sposób odmienny. Norma określa rodzaj wymagań, jakie wyrób powinien spełniać bez precyzowania – w większości przypadków – poziomu tych wymagań. Producenci mogą więc wytwarzać i wprowadzać do obrotu wyroby, o bardzo zróżnicowanych wartościach wszystkich właściwości i różnym zastosowaniu, wynikającym z deklarowanych przez nich właściwości wyrobu. Wyroby wprowadzone do obrotu, spełniające wymagania norm zharmonizowanych, mają oznakowanie europejskie CE. Wyroby spełniające wymagania norm PN-B są oznakowane znakiem krajowym B, upoważniającym do obrotu i stosowania tylko na terenie Polski.

To od projektanta zależy, czy uzna wyrób dopuszczony do obrotu i stosowania, za przydatny w pełnym zakresie do zastosowania w konstrukcji. Sytuacja taka wymusza na projektantach potrzebę bardziej precyzyjnego niż dotychczas wskazania w projekcie dla określonego zastosowania, wymaganych poziomów (wartości) wszystkich właściwości wyrobów wymienionych w normach zharmonizowanych i określonych w deklaracjach zgodności producentów. Nie wystarczy jak dotychczas podanie w projekcie jedynie nazwy wyrobów i wskazanie norm, według których są one produkowane. Dobór materiałów i wyrobów zależy także od miejsca wbudowania i funkcji, jaką pełnią one w budynkach. Na okres przydatności wyrobów do użytkowania duży wpływ mają też wzajemne oddziaływania wyrobów i materiałów ze sobą współpracujących. O potrzebie „pełnego” opisu wyrobów projektanci z reguły nie pamiętają lub nie mają takiej wiedzy [24].

Zróżnicowanie cech wyrobów umożliwia bardziej precyzyjny ich dobór do określonych zastosowań, co nie znajduje jednak odzwierciedlenia w aktualnych przepisach techniczno-budowlanych (rozporządzeniach właściwych ministrów, zgodnie z delegacją zawartą w ustawie – *Prawo budowlane*). Przepisy te nie doczekały się jeszcze gruntownych zmian, które uwzględniałyby odmienne od dotychczasowych zasady wprowadzania wyrobów do obrotu i stosowania. Nadal oparte są one na „filozofii” wynikającej z Polskich Norm wyrobu zatwierdzonych przed 1 maja 2004 r., mimo że w większości zastąpione one zostały już przez normy zharmonizowane.

Zakresy stosowania wyrobów ustalane są – z reguły w sposób mało precyzyjny – przez producentów wyrobów. Nie ma ogólnych zaleceń stosowania wyrobów w funkcji ich właściwości użytkowych i poziomu tych właściwości. W związku z tym powstała potrzeba opracowywania dokumentów typu aplikacyjnego, innych niż zalecenia producentów, tzn. takich, które zawierałyby szczegółowe informacje dotyczące zastosowania wyrobu w określonych robotach budowlanych. Rolę takich dokumentów aplikacyjnych pełnią Rekomendacje Techniczne ITB, udzielane dla wyrobów lub zestawów wyrobów oraz dla powtarzalnych rozwiązań technicznych. Rekomendacje te określają warunki wykonania i odbioru rozwiązań technicznych, wykonywanych z zastosowaniem tych wyrobów oraz potwierdzają, że zastosowane rozwiązania w obiekcie zapewniają spełnienie wymagań podstawowych.

Wszystkie prace normalizacyjne z zakresu budownictwa prowadzone są przez Sektor Budownictwa i Konstrukcji Budowlanych PKN, będącym jednym z 17 Sektorów w Wydziale Prac Normalizacyjnych PKN. W ramach Sektora Budownictwa i Konstrukcji Budowlanych działa obecnie 30 KT PKN (tab. 2) [14]. W czerwcu br. przewidziane jest powołanie nowego, 31-go KT PKN ds. Robót ziemnych, będącego lustrzanym odbiciem Komitetu CEN TC 396 *Earthworks*.

Działalność KT PKN w okresie ostatnich lat – o czym wcześniej wspomniano - sprowadza się praktycznie do tłumaczenia norm europejskich EN i międzynarodowych ISO i przyjmowania ich jako Polskie Normy oznaczone jako PN-EN, PN-EN ISO lub PN-ISO. W przypadku norm „eurokodowskich”, na Komitetach Technicznych spoczywał również obowiązek opracowania Załączników krajowych do tych norm.

Ogólna liczba Polskich Norm z zakresu budownictwa - według stanu w dniu 6 maja 2011 r.- wynosi 2382. Liczebność poszczególnych kategorii norm przedstawia Rys. 4. Na uwagę zasługuje fakt, że aż 606 norm w całym zbiorze to normy w języku oryginału, co stanowi aż 25% zbioru.

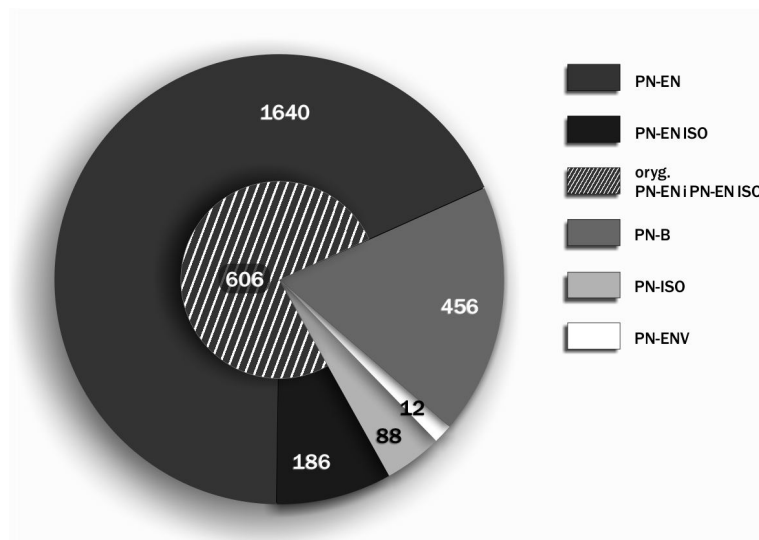
Istotnym problemem w budownictwie wynikającym z aktualnego stanu normalizacji jest sytuacja powstała w przypadku wycofania norm krajowych (PN-B), sprzecznych z wprowadzoną w języku oryginału PN-EN (oryg.), co przekreśla możliwość przeprowadzenia oceny zgodności wyrobu i dopuszczenia wyrobu do obrotu i stosowania

Tablica 2. Komitety Techniczne PKN związane tematycznie z budownictwem.

Lp.	Nr	Nazwa KT	Sekretariat KT
1	102	Podstaw projektowania konstrukcji budowlanych	PKN
2	108	Kruszyw i kamienia budowlanego	IMBiGK ^a
3	128	Projektowania i wykonawstwa konstrukcji metalowych	PKN
4	169	Okien, drzwi, żaluzji i okuć	ITB ^b
5	179	Ochrony cieplnej budynków	PKN
6	180	Bezpieczeństwa pożarowego obiektów	PKN
7	193	Elementów prefabrykowanych z betonu komórkowego i elementów niezbrojonych z betonu lekkiego kruszywowego	ICiMB ^c
8	194	Gipsu i wyrobów z gipsu	ICiMB ^c
9	195	Prefabrykatów z betonu	ITB ^b
10	196	Cementu i wapna	ICiMB ^c
11	197	Płytek i sanitarnych wyrobów ceramicznych	PKN
12	198	Szkła	PKN
13	199	Nawodnień, odwodnień i budownictwa hydrotechnicznego	ITP ^d
14	211	Wyrobów do izolacji cieplnej w budownictwie	COB-R PIB ^e
15	212	Budowy i utrzymania dróg	IBDiM ^f
16	213	Projektowania i wykonawstwa konstrukcji z betonu i konstrukcji zespolonych	PKN
17	214	Wyrobów bitumicznych i polimerowych do izolacji wodochronnych w budownictwie	COB-R PIB ^e
18	215	Projektowania i wykonawstwa konstrukcji z drewna i z materiałów drewnopochodnych	PKN
19	232	Zasad sporządzania dokumentacji projektowej w budownictwie	PKN
20	233	Konstrukcji murowanych	PKN
21	234	Elementów do pokryć dachowych	ITB
22	251	Obiektów mostowych	IBDiM ^f
23	252	Projektowania konstrukcji murowych	PKN
24	253	Akustyki architektonicznej	PKN
25	254	Geotechniki	PKN
26	274	Betonu	PKN
27	278	Wodociągów i kanalizacji	PKN
28	279	Ciepłownictwa, ogrzewnictwa i wentylacji	PKN
29	307	Zrównoważonego budownictwa	ITB ^b
30	308	Oceny uwalniania substancji niebezpiecznych z wyrobów budowlanych	PKN

^a Instytut Mechanizacji Budownictwa i Gruntu Skalnego ^d Instytut Technologiczno-Przyrodniczy
^b Instytut Techniki Budowlanej ^e COBR Przemysłu Izolacji Budowlanej
^c Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych ^f Instytut Badawczy Dróg i Mostów

poprzez nadanie znaku B jako, że *Rozporządzenie w sprawie sposobów deklarowania zgodności wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym* (Dz. U Nr. 198, Poz. 2041) wyklucza możliwość oceny wyrobu na podstawie normy wycofanej. Sytuacja taka znacznie utrudnia także przeprowadzenie oceny zgodności wyrobu dla uzyskania oznakowania CE.



Rys. 4. Liczba Polskich Norm z zakresu budownictwa (stan w dniu 06.05.2011)

Doświadczenie ITB wskazuje na kolejny problem jakim jest niedostateczny udział w Komitetach Technicznych kompetentnych ekspertów znających dobrze jednocześnie problematykę normalizacyjną i budowlaną. Obecnie, członkami KT są podmioty zainteresowane normalizacją w zakresie tematycznym danego komitetu, realizujące swoje zadania poprzez swoich reprezentantów. Ten sposób rekrutacji członków wyeliminował ze składu Komitetów osoby niezatrudnione w jednostkach członkowskich (w tym pracowników emerytowanych). W poprzednim systemie członkowie KT byli dobierani indywidualnie spośród osób, które miały nie tylko odpowiednią wiedzę techniczną, ale również normalizacyjną (znajomość norm, ich relacji itp.). Obecnie obserwuje się odchodzenie z KT doświadczonych specjalistów reprezentujących daną jednostkę, z uwagi na brak właściwych warunków pracy. Większość obecnych członków KT reprezentuje producentów wyrobów i ich zainteresowanie opracowywaną normą w zdecydowanej większości przypadków sprowadza się do fragmentarycznych zapisów w projektach norm dotyczących danego wyrobu. Ponadto, członkowie KT z reguły nie znajdują merytorycznej i finansowej pomocy w swoich macierzystych jednostkach szczególnie, gdy projekt normy dotyczy zagadnień ogólnych, a nie wyrobu produkowanego przez zainteresowany zakład.

Mały udział doświadczonych i kompetentnych specjalistów, szczególnie z jednostek naukowo-badawczych, w istotny sposób utrudnia opracowanie norm na oczekiwanym poziomie merytorycznym i językowym. Ze względu na nikłe zainteresowanie jednostek pracą swojego reprezentanta w KT - traktujących ją nierzadko, jako prywatną sprawę pracownika i nierekompensujących mu czasu poświęconego na normalizację - możliwości wpływania na treść norm europejskich są wykorzystywane w niewielkim stopniu.

W tym kontekście na uwagę zasługuje znacząca aktywność ITB na rzecz normalizacji. W 2010 r., spośród prowadzonych w Instytucie 89 prac statutowych, 33 były związane tematycznie z normalizacyjną. Zakres prac w tej dziedzinie obejmował w szczególności:

- komentarze i wytyczne do projektowania, zawierające interpretacje zasad obliczania i projektowania konstrukcji wraz z przykładami obliczeń

- opracowywanie metod badań gotowych wyrobów oraz zestawów wyrobów na podstawie wymagań norm PN i PN-EN na potrzeby działalności aprobowanej
- opracowywanie procedur badawczych oraz budowę stanowisk badawczych do wprowadzenia nowych metod badań materiałów i wyrobów budowlanych do zakresu akredytacji laboratoriów badawczych oraz certyfikacji wyrobów
- prowadzenie badań cech materiałów i wyrobów budowlanych zgodnie z wymaganiami PN-EN, w celu określenia zakresu ich stosowania w danych warunkach ekspozycji
- analizy porównawcze metod badań według dotychczasowych norm PN-B oraz PN-EN
- wprowadzanie wymagań norm EN i EN ISO do polskich warunków poprzez opracowywanie wymagań technicznych, wytycznych i instrukcji, a także nowelizację istniejących dokumentów normatywnych.

Przyszłe kierunki normalizacji w budownictwie, podobnie jak w innych dziedzinach techniki, wyznaczone są przez kierunki prac badawczych [15], które z kolei są pochodną przyjętych strategii rozwoju i kierunków legislacji. Dobrym przykładem może być tu działalność Komisji Europejskiej, która jest również wiążąca dla naszego kraju [16÷18]. Wkrótce dyrektywę budowlaną 89/106/EWG zastąpi przyjęte przez Parlament Europejski rozporządzenie CPR [18] wprowadzające nowe siódme wymaganie podstawowe - *zrównoważone wykorzystanie zasobów naturalnych*. Z nim wiąże się szereg innych aktów prawnych UE, omówionych w pracy [19]. Niewątpliwie najważniejszy kierunek działań normalizacyjnych dla budownictwa to obecnie szeroko pojęta problematyka zrównoważonego rozwoju, a w szczególności: zasady i metody środowiskowej oceny budynków i wyrobów, ich właściwości użytkowych oraz tzw. deklaracji środowiskowych różnego typu. Zagadnieniem o rosnącym znaczeniu będzie także ocena właściwości społecznych i ekonomicznych budynków. Wzrośnie ranga norm procesowych związanych z zarządzaniem zasobami oraz przepływem towarów i usług w tzw. cyklu życia, a także norm dotyczących modelowania informacji o budynku (BIM), jako elastycznego narzędzia optymalizacji efektywności rozwiązań obiektów. Jednocześnie dostrzega się w nim potencjalną gwarancję spójności norm wyrobów i norm związanych z projektowaniem. Osobnym zagadnieniem o rosnącym znaczeniu jest monitorowanie obiektów budowlanych na różnych etapach ich „cyklu życia”.

6 STATUS POLSKICH NORM

Status Polskich Norm określony jest w ustawie o normalizacji w art. 5 ust. 3 i 4 w następującym brzmieniu:

3. *Stosowanie Polskich Norm jest dobrowolne.*

4. *Polskie Normy mogą być powoływane, w przepisach po ich opublikowaniu w języku polskim.*

Zapis ten od wielu już lat sprawia trudności interpretacyjne i stawia organy administracji państwowej, wydające przepisy techniczno - budowlane w sytuacji niepewności, co do skutków prawnych przyjętych formuł. Zgodnie z oficjalnym stanowiskiem Prezesa PKN, wyrażonym w publikacji [2] „nie można interpretować ustępu brzmiącego: *Polskie Normy mogą być powoływane ...*, jako delegacji uprawniającej do nakładania obowiązku stosowania Polskich Norm za pomocą aktów prawnych niższej rangi niż ustawy. Intencją Ustawodawcy było umożliwienie organom państwa wykorzystania norm w procesie legislacyjnym, jednak w sposób, który nie narusza zasady dobrowolności ich stosowania, z podaniem stosowania normy, jako preferowanej opcji (nie wyłącznej) spełnienia przepisów prawa”.

Przyjęty w ustawie zapis nie przesądza ani nie wskazuje, jakie sposoby powoływania norm w przepisach mogą być stosowane. Sposoby te określa norma PN-EN 45020 [3], zgodnie, z którą status normy powoływanej wynika z formy jej powołania w przepisie, przy czym przepis techniczny został zdefiniowany jako „*przepis ustalający wymagania techniczne*

albo bezpośrednio, albo przez włączenie treści normy, specyfikacji technicznej lub kodeksu postępowania, albo przez powołanie się na nie”.

Ze względu na moc powołania norma rozróżnia:

- powołanie wyłączne, z którego wynika, „*że jedynym sposobem spełnienia odpowiednich wymagań przepisu technicznego jest osiągnięcie zgodności z normą, na którą się powołano*”,
- powołanie wskazujące, z którego wynika, „*że jednym z możliwych sposobów spełnienia odpowiednich wymagań przepisu technicznego jest osiągnięcie zgodności z normą, na którą się powołano*”.

Powołanie wyłączne, usankcjonowane przez wspomnianą wyżej normę jest, według oficjalnego stanowiska PKN, sprzeczne z zacytowanym powyżej przepisem ust. 3 art. 5. (takie powołanie może mieć miejsce tylko w ustawie). Wieloletnia dyskusja prowadzona na łamach prasy technicznej i normalizacyjnej dotycząca możliwości powoływania norm w przepisach jako obligatoryjnych w świetle ust. 3 art. 5 ustawy o normalizacji oraz ustaleń normy [3] jak i doświadczeń szeregu krajów europejskich, nie doprowadziła do uzyskania konsensu [20], [21].

W ustawie Prawo budowlane nie występują bezpośrednie powołania Polskich Norm. Art. 5 ust. 1 Prawa budowlanego stanowi, że: „*Obiekt budowlany wraz ze związanymi z nim urządzeniami budowlanymi należy, biorąc pod uwagę przewidywany okres użytkowania, projektować i budować w sposób określony w przepisach, w tym techniczno-budowlanych, oraz zgodnie z zasadami wiedzy technicznej....*”. W powyższym zapisie przyjęto, że Polskie Normy – zgodnie z definicją - stanowią element wiedzy technicznej. Przez takie ogólne i pośrednie odniesienie do norm ustawodawca również nie przesądził, w jaki sposób mogą być one powoływane przy formułowaniu aktów wykonawczych do ustawy (rozporządzeń ministrów).

Aktem wykonawczym do ustawy Prawo budowlane dotyczącym budynków jest rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. W rozporządzeniu tym, w części dotyczącej bezpieczeństwa konstrukcji, zastosowano powołanie norm w brzmieniu (§ 204 ust.4): „*Warunki bezpieczeństwa konstrukcji, o których mowa w ust 1, uznaje się za spełnione, jeżeli konstrukcja ta odpowiada Polskim Normom dotyczącym projektowania i obliczania konstrukcji*”. Zgodnie z [3], powołanie takie należy zaliczyć do powołań wskazujących. Oznacza to, że *Warunki* dopuszczają projektowanie wg innych norm niż podanych w Załączniku nr 1 do Rozporządzenia, byleby były spełnione wszystkie wymagania podane w *Warunkach*. Nie jest to słuszne w odniesieniu np. do norm dotyczących obciążeń bądź też wielu norm PN-EN, których stosowanie powinno być obligatoryjne (wyłączne) z uwagi na zachowanie podstawowych reguł ładu budowlanego i podjęte przez Polskę zobowiązania międzynarodowe.

Biorąc pod uwagę dotychczasowe doświadczenia ITB [22÷24] uzyskane z interpretacji zapisów w ustawie o normalizacji i ustawie *Prawo budowlane*, dotyczących statusu PN w przepisach prawnych, konieczne wydaje się wprowadzenie jednoznacznych przepisów ustawowych sankcjonujących podział powołania norm na wyłączne (obligatoryjne) i wskazujące (dobrowolne). Przepis taki mógłby się znaleźć zarówno w ustawie o normalizacji jak i ustawie *Prawo budowlane*. Dobrym przykładem racjonalnego i jednoznacznego uregulowania tej kwestii w ustawie o normalizacji jest francuski Dekret nr 2009-697 z 16 czerwca 2009 w sprawie normalizacji. Art. 12, tego aktu brzmi następująco:

Normy są do dobrowolnego stosowania.

Normy mogą być uznane za obligatoryjne w drodze rozporządzenia podpisanego przez ministra właściwego dla spraw przemysłu wraz z zainteresowanymi ministrami.

Normy uznane za obligatoryjne są udostępniane bezpłatnie na stronie internetowej Francuskiego Stowarzyszenia Normalizacji.

W przypadku ustawy *Prawo budowlane*, przepis o możliwości powołania normy jako obligatoryjnej (wyłącznej), mógłby się znaleźć w art. 5. ust.1, przy przyjęciu jego zapisu w postaci:

Art. 5 ust. 1 „*Obiekt budowlany wraz ze związanymi z nim urządzeniami budowlanymi należy, biorąc pod uwagę przewidywany okres użytkowania, projektować i budować w sposób określony w przepisach, w tym normach techniczno-budowlanych powoływanych wyłącznie lub wskazująco, oraz zgodnie z zasadami wiedzy technicznej....*”.

W dalszym ciągu postulujemy, aby w przyszłych przepisach techniczno - budowlanych stosować uporządkowane zasady powoływania norm, wykorzystując stosownie do potrzeb, wszystkie podane w [3] warianty powołań, zarówno w odniesieniu do mocy powołania się (powołania wyłączone i wskazujące) jak i dokładności powołania się (powołania datowane i niedatowane).

Przyjąć należy, że zastosowanie powołania wyłącznego ze skutkiem obligatoryjności powołanej normy, będzie w niektórych przypadkach konieczne dla osiągnięcia właściwego poziomu ochrony osób i mienia, a także stworzenia jednolitych reguł zachowania ładu budowlanego. Obecna praktyka w tym względzie pozostawia wiele do życzenia. Wskazane byłoby ponadto przyjęcie przez wszystkich ministrów upoważnionych do wydawania przepisów techniczno – budowlanych, jednolitych zasad powoływania norm, co pozwoli na uniknięcie szkodliwego szumu informacyjnego. W rozważanym zakresie porządek jest warunkiem bezpieczeństwa.

7 PODSUMOWANIE

Normalizacja jest ważnym czynnikiem stymulującym światowy rozwój ekonomiczny, uwzględniający nie tylko zaspokojenie potrzeb ludzi, ale także środowiska naturalnego, unikanie niepożądanych skutków ubocznych, bezpieczeństwo użytkowania, niezawodność wyrobów i obiektów. Normy to dokumenty obdarzone dużym zaufaniem publicznym i jako takie mogą być powoływane w przepisach prawnych, jako dobry sposób rozwiązywania zagadnień technicznych i spraw spornych. Znajomość wiedzy zawartej w normach - zwłaszcza normach zharmonizowanych - jest istotna i zalecana nawet w przypadku rezygnacji producenta z ich stosowania.

Europejski system normalizacji sektora budowlanego jest na etapie dynamicznych zmian wynikających przede wszystkim ze zmian legislacyjnych polegających na wdrożeniu zasad zrównoważonego rozwoju. Równolegle prowadzone są intensywne prace badawcze w tym zakresie. W przyszłości spodziewać się można rosnącego znaczenia nowych aspektów środowiskowo – społeczno – ekonomicznych w budownictwie i normalizacji z nim związanej.

Sprawa edukacji w zakresie normalizacji jest niewątpliwie istotna i w systemie krajowym powinna zająć należne jej miejsce. Niestety w dalszym ciągu jest to obszar wymagający znacznego doskonalenia

Pomimo szeregu pozytywnych zmian w funkcjonowaniu krajowej normalizacji w ostatnich kilku latach i osiągnięciach we wprowadzaniu europejskich i międzynarodowych norm do krajowej normalizacji, obecny stan normalizacji w zakresie budownictwa jest niezadowolający. Konieczne wydają się działania doskonalące proces tworzenia norm (PN-B i PN-EN), na przykład:

- 1) ograniczenie do minimum - tak szybko jak to tylko jest możliwe - liczby norm PN-EN (org.), opublikowanych w języku angielskim tzw. metodą okładkową
- 2) szerszy i zdecydowanie bardziej efektywny niż dotychczas udział środowiska budowlanego w procesie tworzenia norm na etapie ankiety powszechnej, szczególnie

organizacji typu izby, zrzeszenia i stowarzyszenia, skupiających projektantów i producentów wyrobów budowlanych. W ramach tych jednostek mogłyby powstać komórki do spraw normalizacji, zajmujące się monitoringiem norm z dziedziny swoich zainteresowań i współpracujące z Komitetami Technicznymi z tego obszaru, a może nawet reprezentowane w tych gremiach. W szczególny sposób dotyczy to małych i średnich przedsiębiorstw produkcyjnych czy wykonawczych, stanowiących istotną część krajowej działalności budowlanej. Zrzeszenia i stowarzyszenia reprezentujące ich interesy i określające stanowiska w dotyczących ich problemach, w tym szczególnie z zakresu normalizacji wyrobów (np. zaprawy murarskiej, wyrobów składowych stropów gęstożebrowych) nie mają obecnie żadnych możliwości współdziałania z KT w zakresie norm, które ich dotyczą jak również tworzenia, we wspólnym interesie, nowych

- 3) ustalenie potrzeb w zakresie polskich norm własnych (PN-B) i opracowanie tych norm. Polskie budownictwo różni się od budownictwa krajów „starej Unii”- jest na innym etapie rozwoju, podobnie jak cała polska gospodarka. Aktywność krajowa jest nieadekwatna do potrzeb normalizacyjnych charakterystycznych dla polskich warunków
- 4) umożliwienie udziału w KT niezależnych ekspertów i specjalistów, niezatrudnionych w podmiotach będących członkami KT, a także zwiększenie zainteresowania jednostek członkowskich KT, pracą swoich przedstawicieli i umożliwienie im prowadzenia działań zgodnie z przyjętymi w PKN procedurami.

Wszystkie te działania mogłyby znaleźć się w programie opracowanym wspólnie przez zainteresowane strony i zrealizowanym jako część programu wdrażającego Eurokody [25], który został szczegółowo omówiony w referacie [26].

PIŚMIENNICTWO

- [1] *Uniwersalny Słownik Języka Polskiego*, tom 2, PWN, Warszawa 2003.
- [2] *Normalizacja*, praca zbiorowa pod red. T. Schweitzera, PKN, Warszawa, 2010
- [3] PN-EN 45020:2009 Normalizacja i dziedziny związane. Terminologia ogólna
- [4] Kochońska J., rozdz. 3.2 w pracy zbiorowej pod red. Schweitzera T.: *Normalizacja*, PKN, Warszawa, 2010
- [5] www.pkn.pl
- [6] PN-ł-401 *Temperatura odniesienia dla narzędzi mierniczych i przedmiotów warsztatowych* na podstawie wydawnictwa 75 lat działalności Polskiego Komitetu Normalizacyjnego, PKN, Warszawa 1999
- [7] Ustawa z dn. 12 września 2002 r. o normalizacji (Dz. U. nr 169, poz. 1386 z późn. zm.)
- [8] Ustawa z dn. 30 sierpnia 2002 r. o systemie oceny zgodności (Dz. U. z 2010 r. nr 138, poz. 935 tekst jednolity)
- [9] Dyrektywa nr 89/106/EWG z dn. 21 grudnia 1988 r. w sprawie zbliżenia ustaw i aktów wykonawczych Państw Członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych
- [10] Ustawa z dnia 6 września 2001 r. o dostępie do informacji publicznej (Dz. U. Nr 112, poz. 1198 z późn. zm.)
- [11] Czarnecki L., Głowacz M.: *Działalność Komitetu Technicznego PKN-KT 307 Zrównoważone Budownictwo*, Materiały Budowlane, 12/2010
- [12] Pogorzelski A., Sieczkowski J.: *Krajowy System Normalizacyjny w Budownictwie*. Przegląd Budowlany 10/2007
- [13] <http://www.bip.nauka.gov.pl/> - Standardy kształcenia dla kierunku studiów: Budownictwo, Załącznik 14, pdf
- [14] Opiłka J.: *Dobrowolne stosowanie norm a polskie przepisy budowlane. Aktualny stan prawny, przewidywane zmiany*. Materiały szkoleniowe PKN

- [15] Czarnecki L., Kaproń M.: Zrównoważone budownictwo jako zadanie badawcze, 54 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2008, tom. 4, s. 207-220
- [16] COM(2010) 2020: Komunikat Komisji Europa 2020. Strategia na rzecz inteligentnego i zrównoważonego rozwoju sprzyjającego włączeniu społecznemu. Bruksela 3.03.2010
- [17] Komunikat Komisji do Parlamentu Europejskiego, Rady, Europejskiego Komitetu Ekonomiczno – Społecznego oraz Komitetu Regionów dotyczący planu działania na rzecz zrównoważonej konsumpcji i produkcji oraz zrównoważonej polityki przemysłowej. KOM (2008) 397
- [18] ROZPORZĄDZENIE PARLAMENTU EUROPEJSKIEGO I RADY (UE) nr 305/2011 z dn. 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG
- [19] Wall S.: *Nowe kierunki w normalizacji europejskiej związane z wdrożeniem zasad zrównoważonego rozwoju w budownictwie*, Materiały Budowlane 3/2011
- [20] Zieleniewski S., Sieczkowski J.: *Powołania norm w przepisach*. Normalizacja, 6/2005, s. 14-16
- [21] Zieleniewski S., Sieczkowski J.: *Jeszcze raz o powoływaniu norm w przepisach*, Normalizacja 8/2006, s. 18-22
- [22] Zieleniewski S., Sieczkowski J.: *Kontrola projektu i nowa struktura przepisów techniczno-budowlanych*, Przegląd Budowlany, 6/2008, s. 31-37
- [23] Zieleniewski S., Sieczkowski J., Gajownik R.: *Przepisy techniczno-budowlane, Polskie Normy, Eurokody*, Materiały Budowlane 5/2010, s. 61-63,
- [24] Pogorzelski A., Sieczkowski J.: *Normy wyrobu w projektowaniu i użytkowaniu obiektów budowlanych*. Materiały X Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego”, ITB, Warszawa 2008, s.281-287
- [25] Dokument informacyjny L (CONSTRUCT 03/629, wersja.1) Komisji Europejskiej *Stosowanie i sposób wykorzystania Eurokodów*, ITB, Seria Dokumenty Unii Europejskiej, Zeszyt 17, Warszawa 2004
- [26] Kaproń M., Gajownik R., Wall S.: *Przyszłość Eurokodów w Polsce, nowe kierunki rozwoju*, 57 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2011

STANDARDIZATION IN CONSTRUCTION SECTOR

Summary

Significant aspects of standardization in construction sector are presented, particularly: basic principles of standardization, various aspects of international and national standardization, the role and activity of the Polish Standardization Committee, types of standards and standardization procedures, education on standardization, specific aspects of standardization in construction sector, including the status of Polish and European Standards as well as future development directions. The reference of Polish Standards in the national building regulations has been discussed in detail.

Marian GIŻEJOWSKI¹
Politechnika Warszawska

MODELOWANIE I ANALIZA KONSTRUKCJI

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono wybrane zagadnienia modelowania i analizy konstrukcji w nawiązaniu do eurokodów konstrukcyjnych. Szczególną uwagę zwrócono na zagadnienia stanowiące nowe ujęcie w stosunku do dotychczasowych norm krajowych. W nawiązaniu do PN-EN 1990 przedstawiono ogólne zasady obliczania i projektowania zasadniczych układów nośnych szkieletowych konstrukcji budowlanych, uzupełniając je szczegółowymi regułami podanymi w PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-8 w odniesieniu do ustrojów projektowanych jako konstrukcje stalowe. Omówiono kryteria klasyfikacji odnoszące się do ustrojów nośnych niestężonych, a także sztywno i podatnie stężonych, uwzględniając przy tym zagadnienie podatności węzłów. Omówiono zasady budowy imperfekcyjnych modeli obliczeniowych ustrojów nośnych i układów stężących konstrukcji, a także doboru metod analizy globalnej, w odniesieniu do wymagań w zakresie uwzględnienia zarówno nieliniowości geometrycznej (analizy I rzędu, II rzędu lub III rzędu), jak i nieliniowości fizycznej (analiza sprężysta lub niesprężysta). Na zakończenie przedstawiono wykorzystanie zaawansowanej analizy konstrukcji do projektowania na podstawie ścieżki równowagi.

Słowa kluczowe: imperfekcje, modele obliczeniowe, metody analizy, węzły podatne, elementy prętowe

1 WPROWADZENIE

Zgodnie z ogólną zasadą ujętą w PN-EN 1990 [1], konstrukcje budowlane i inżynierskie muszą być zaprojektowane i wykonane tak, aby w przewidzianym projektem okresie użytkowania były zdolne do wypełnienia funkcji, do których zostały przeznaczone. Normowe warunki odnoszą się do zapewnienia nośności i stateczności oraz użyteczności i trwałości konstrukcji. Powyższe wymagania powinny być zapewnione przez: a) dobór odpowiednich materiałów konstrukcyjnych, izolacyjnych i ochronnych, w tym przeciwogniowych i antykorozyjnych, b) dobór właściwej dla danej konstrukcji klasy niezawodności, stowarzyszonej z klasą konsekwencji oraz wykonania, c) modelowanie i analizę właściwą dla danej sytuacji projektowej, d) przyjęcie odpowiednich rozwiązań szczegółów konstrukcyjnych, a także metod wykonania i montażu elementów składowych konstrukcji, które realizują złożenia przyjęte na etapie projektowania, d) właściwe

¹ M.Gizejowski@il.pw.edu.pl

ukształtowanie węzłów i połączeń elementów składowych układu nośnego, stężącego i obudowy, które zapewnią wymagania bezpieczeństwa, trwałości i odporności konstrukcji w sytuacji zagrożenia katastrofą postępującą, e) sprecyzowanie procedur nadzoru i kontroli dotyczących realizacji etapów projektowania, wykonania i utrzymania po oddaniu obiektu do użytkowania.

W niniejszym opracowaniu skoncentrowano się na zagadnieniach odnoszących się do ww. punktu c), przy czym szczegółowe omówienie dotyczy modelowania i analizy stalowych ustrojów nośnych budynków i ich elementów składowych według PN-EN 1993-1-1 [2] i PN-EN 1993-1-8 [3].

2 MODELOWANIE KONSTRUKCJI

Konstrukcje nośne budynków parterowych (halowych) i wielokondygnacyjnych (użyteczności publicznej) są w zasadniczej większości wykonywane jako ustroje słupowo-ryglowe, złożone z elementów prętowych oraz elementów powłokowych obudowy i przegród wewnętrznych. Ustroje te można - pod względem sposobu modelowania, analizy i wymiarowania ich elementów - zaliczyć do jednej z trzech kategorii (Tab. 1).

Tablica 1. Kategorie konstrukcji nośnych budynków o ustroju słupowo-ryglowym [4]

Kategoria	Typ ustroju	Funkcja obudowy i/lub przegród wewnętrznych		
		Udział w bystrybucji (redystrybucji) sił wewnętrznych w elementach szkieletu	Udział w usztywnieniu elementów szkieletu ze względu na ich stateczność ogólną	Udział w przekazaniu obciążenia na elementy szkieletu
I	Szkieletowo-tarczowy	tak	tak	tak
II	Quasi-szkieletowy	nie	tak	tak
III	Szkieletowy	nie	nie	tak

Ustroje kategorii I modelowane są jako układy współpracujących ze sobą elementów prętowych i powłokowych, a ich analiza przeprowadzana jest na ogół z wykorzystaniem jednego z komercyjnych programów metody elementów skończonych (MES) komputerowego wspomaganie projektowania. Często modelowanie i analiza tego typu ustrojów odbywa się w sposób uproszczony, z wykorzystaniem jedynie elementów prętowych, pod warunkiem, że wyniki tego typu analizy są wystarczająco dokładne z inżynierskiego punktu widzenia. Dotyczy to np. ustrojów słupowo-ryglowych z zespolonymi stropami stalowo-betonowymi, w których modelowaniu: a) rygle przyjmuje się jako zespolone elementy prętowe, złożone z kształownika stalowego i współpracującej szerokości płyty żelbetowej, b) tarczowy efekt płyty stropowej uwzględnia się przez nałożenie dodatkowych więzów zapewniających występowanie jednakowych przemieszczeń ustroju w płaszczyznach stropów. Alternatywnie, gdy program komputerowy nie ma takiej opcji, tarczowy efekt stropu może być modelowany za pośrednictwem równoważnego tężnika kratowego. W przypadku stropów lekkich, gdy występuje konieczność uwzględnienia odkształcenia stropu w jego płaszczyźnie, prętowy model obliczeniowy stropu powinien być odpowiednio skalibrowany. Szczegółową dyskusję tego typu modelowania można znaleźć w [5].

Ustroje kategorii II i III modelowane są jako układy współpracujących ze sobą elementów prętowych, z pominięciem modelowania wpływu płyty stropowej, elementów obudowy i przegród wewnętrznych na rozkład sił przekrojowych w elementach konstrukcji. Wpływ współpracy szkieletu ze stropami i przegrodami w ustrojach kategorii II nie odbywa się na poziomie analizy ustroju prętowego, ale na poziomie sprawdzania stateczności ogólnej jego

elementów. Sytuacja taka występuje wówczas, gdy prętowy ustrój szkieletowy reprezentowany jest w obliczeniach przez płaski ustrój ramowy bez zamodelowania więzów związanych z giętno-skrętnym zachowaniem się jego elementów. Elementy obudowy, stropów i przegród połączone z analizowanym, płaskim ustrojem prętowym traktuje się jako elementy drugorzędne. Uproszczenie polegające na zastąpieniu ustroju przestrzennego układem płaskich ustrojów prętowych implikuje to, że w analizie można uwzględnić jedynie efekty nieliniowe związane z zachowaniem się konstrukcji w płaszczyźnie ustroju prętowego. Efekty geometrycznie nieliniowe związane z niestatecznością przestrzenną mogą być natomiast uwzględnione na etapie wymiarowania elementów konstrukcji. W ustrojach zaliczanych do kategorii II, wpływ usztywniającego charakteru elementów drugorzędnych uwzględnia się przy założeniu, że można je traktować jako dyskretny i/lub ciągły ośrodek liniowo-obrotowo-sprężysty, stabilizujący płaski ustrój prętowy z uwagi na niestateczność przestrzenną. W ustrojach zaliczanych do kategorii III nie uwzględnia się korzystnego wpływu sztywności elementów drugorzędnych na utratę stateczności płaskiego ustroju prętowego.

Wymagania ujęte w eurokodach konstrukcyjnych mają w znacznie większym stopniu, niż zastępowane normy krajowe, charakter ogólnych reguł postępowania, jakie powinny być stosowane na etapie projektowania, wykonania i utrzymania, aby w przewidzianym projektem okresie użytkowania konstrukcja spełniła postawione przed nią funkcje (z ang. *performance-based rules*). Wymagania te zastępują wymagania stawiane konstrukcjom w tradycyjnym podejściu do normalizacji, w którym podawano wszystkie szczegółowe reguły projektowania, w tym wzory wynikające z rozwiązania problemów formułowanych na gruncie mechaniki materiałów i konstrukcji (z ang. *prescription-based rules*). Jako przykład zmieniającego się podejścia do normalizacji można podać podane w normach [2] reguły dotyczące niestateczności ogólnej ustrojów i ich elementów. Zapisane w postaci ogólnej warunki nośności elementu prętowego konstrukcji posilkują się pojęciami siły krytycznej N_{cr} elementu ściskanego, czy też jego długości wyboczeniowej oraz momentu krytycznego M_{cr} , norma zaś nie podaje zależności do ich wyznaczenia. Warunki nośności bazujące na projektowaniu zorientowanym elementowo zastępowane są ogólnymi regułami postępowania odnoszonymi się do projektowania zorientowanego na zachowanie się konstrukcji jako całości. Dotyczy to np.: a) wyznaczania długości wyboczeniowej z analizy stateczności konstrukcji jako całości, b) budowy modelu imperfekcyjnego na podstawie analizy postaci wyboczenia konstrukcji jako całości, c) sprawdzenia warunku nośności na podstawie analizy przestrzennej utraty stateczności płaskiego podukładu lub całej konstrukcji oraz d) wykorzystania w projektowaniu analizy zaawansowanej. Ostatnia kwestia wiąże się z podaniem warunków, jakie muszą być spełnione, aby projektowanie można było przeprowadzić na podstawie nieliniowej ścieżki równowagi imperfekcyjnego modelu konstrukcji, a nie na podstawie sprawdzenia warunków stanu granicznego jej elementów.

Podane wyżej tendencje w normalizacji stały się możliwe dzięki coraz szerszemu dostępowi inżynierów-praktyków do komercyjnego oprogramowania wykorzystującego MES oraz coraz lepszemu przygotowaniu studentów wydziałów budowlanych wyższych uczelni technicznych, przyszłej kadry sektora budownictwa, do rozumnego wykorzystania nowoczesnych narzędzi obliczeniowych, jakimi są dostępne na rynku programy do zaawansowanej analizy i komputerowego wspomaganie projektowania. Eurokody konstrukcyjne w coraz szerszym zakresie podają reguły, które powinny być zachowane przy budowie numerycznych modeli MES tak, aby dokładność uzyskiwanych wyników była akceptowana z punktu widzenia praktyki inżynierskiej, np. reguły podane w [6] w odniesieniu do modeli numerycznych MES w analizie stanów granicznych nośności i użyteczności blachownic. Przykłady wykorzystania modeli numerycznych MES w projektowaniu blachownic można znaleźć w [7]. Zagadnienia budowy numerycznych modeli MES, prętowych lub powłokowych, a także ich wykorzystania w analizie i projektowaniu konstrukcji stalowych są szczegółowo omówione w [8].

2.1 Imperfekcje i nieidealny model konstrukcji

Imperfekcje są wielkościami losowymi a ich wartości są częściowo kontrolowane przez wymagania norm wytwarzania i odbioru konstrukcji budowlanych, np. w zakresie odchyłek geometrycznych podane w PN-EN 1090-2 [9]. Imperfekcje dotyczą zarówno prętów jak i węzłów konstrukcji, a ich wpływ na zachowanie się układu jest na ogół niekorzystny zarówno jeżeli chodzi o przemieszczenia, jak i nośność.

Norma [2] nakazuje sprawdzanie stanu granicznego konstrukcji z uwzględnieniem wpływu imperfekcji. Stosowanie do przyjętego sposobu obliczania, wpływ imperfekcji uwzględnia się w projektowaniu dwojako:

- na etapie sprawdzania warunków nośności (stateczności), za pomocą współczynników niestateczności,
- na etapie analizy konstrukcji, za pomocą zastępczych imperfekcji geometrycznych.

Zasady uwzględnienia lub pominięcia wpływu imperfekcji na zachowanie się zasadniczych konstrukcji nośnych budynków wiążą się z klasyfikacją układów ramowych ze względu na ich wrażliwość na przechyłowe efekty II rzędu ($P-\Delta$). Odpowiednie kryteria klasyfikacyjne podano w tablicy niżej (Tabl. 2).

Tablica 2. Klasyfikacja ramowych ustrojów nośnych

Kryterium	Rodzaje ustroju w zależności od wrażliwości na przechyłowe efekty II rzędu	
	Rama stężona	
	Sztywno ¹⁾	Podatnie ²⁾
	Rama niestężona	
$\alpha_{cr} \geq \alpha_{ult}$	Rama nieprzechyłowa	
$\alpha_{cr} < \alpha_{ult}$	Rama przechyłowa	
¹⁾ Ramowe ustroje nośne, w których układ stężeń redukuje poziomy przechył o co najmniej 80 % (na ogół nieprzechyłowe).		
²⁾ Ramowe ustroje nośne, w których układ stężeń redukuje poziomy przechył o mniej niż 80 % (na ogół przechyłowe).		

Mnożnik obciążenia krytycznego α_{cr} ustroju nośnego wyznacza się z zależności:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad (1)$$

gdzie: F_{Ed} - obciążenie obliczeniowe działające na konstrukcję, F_{cr} - obciążenie krytyczne odpowiadające przechyłowej formie niestateczności sprężystej i początkowej sztywności sprężystej układu.

Zgodnie z Załącznikiem krajowym normy [1], graniczną wartość α_{ult} ww. mnożnika można uzależnić od tzw. współczynnika rezerwy plastycznej ustroju $\alpha_u = F_{pl}/F_{el} \geq 1$ jak następuje:

$$\alpha_{ult} = 10\alpha_u, \quad (2)$$

gdzie: F_{pl} jest obciążeniem odpowiadającym mechanizmowi plastycznemu, F_{el} zaś - obciążeniem odpowiadającym uformowaniu się pierwszego przegubu plastycznego.

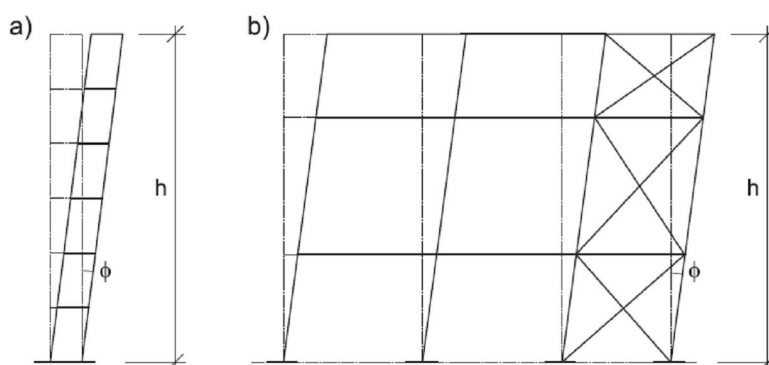
Zależną od konstrukcji wartość α_{ult} według (2) można przyjmować w miejsce stałych 10 i 15, zalecanych w EN 1993-1-1 odpowiednio przy projektowaniu sprężystym i plastycznym.

Stężone ramy nieprzechyłowe projektuje się tradycyjnie przy założeniu, że oba układy –

ramowy i stężający – projektowane są niezależnie. Każdy z tych układów analizowany jest przy uwzględnieniu przypadających nań kombinacji oddziaływań pionowych, podczas gdy całe obciążenie poziome uwzględnia się w analizie układu stężającego. Stężone rami przechyłowe traktuje się jako jeden integralny układ konstrukcyjny i podobnie jak rami niestężone analizuje przy uwzględnieniu wszystkich możliwych kombinacji oddziaływań pionowych i poziomych.

2.1.1 Imperfekcje globalne w układach ramowych

Zgodnie z [2], w obliczeniach zaleca się stosować zastępcze imperfekcje geometryczne o wartościach odzwierciedlających wszelkie możliwe wpływy imperfekcji różnych typów. Imperfekcje zastępcze są więc *parametrami bezpieczeństwa* stosowanymi w metodzie projektowania konstrukcji stalowych według stanów granicznych, a nie parametrami zapewnienia jakości wytwarzania i montażu konstrukcji.



Rys. 1. Zastępcze imperfekcje globalne, a) ustrój nośny samostateczny, b) ustrój nośny stężony [2]

Zgodnie z p. 5.3.1(3) normy [2], w analizie konstrukcji należy uwzględniać imperfekcje globalne układów ramowych i stężeń oraz imperfekcje lokalne pojedynczych elementów.

Globalne imperfekcje zastępcze przyjmuje się w postaci wstępnego przechyłu, który można wyznaczać następująco (Rys. 1 zaczerpnięty z normy [2]):

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (3)$$

gdzie: ϕ_0 - wartość podstawowa przechyłu:

$$\phi_0 = \frac{1}{200}, \quad (4)$$

α_h - współczynnik redukcyjny ze względu na wysokość, przy czym $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \quad (5)$$

h - wysokość konstrukcji w metrach (Rys. 1),

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}, \quad (6)$$

m - liczba słupów w rzędzie, które przenoszą obciążenie N_{Ed} nie mniejsze niż 50% przeciętnego obciążenia słupa w rozpatrywanej płaszczyźnie pionowej.

W przypadku stosowania zawansowanych metod analizy konstrukcji i projektowania na podstawie ścieżki równowagi, wymaga się uwzględnienia zarówno imperfekcji globalnych jak i lokalnych. W pozostałych sytuacjach projektowych, norma dopuszcza budowę modelu obliczeniowego konstrukcji z pominięciem niektórych lub wszystkich imperfekcji. W przypadku budowlanych konstrukcji szkieletowych można pominąć imperfekcje przechyłowe, gdy oddziaływania o kierunku zgodnym z przechyłem są dominujące. Sytuacja taka wystąpi wówczas, gdy dla każdej kondygnacji „ i ” spełniony jest warunek:

$$H_{Ed,i} \geq 0,15V_{Ed,i} \quad (7)$$

gdzie: $H_{Ed,i}$ - wartość obliczeniowa sumarycznego obciążenia poziomego przenoszonego przez rozpatrywaną kondygnację, $V_{Ed,i}$ - sumaryczne obliczeniowe obciążenie pionowe u dołu kondygnacji.

Lokalnych imperfekcji łukowych można nie uwzględniać w tych elementach ściskanych, w których węzły na końcach elementu są nominalnie przegubowe. W analizie ram wrażliwych na przechyłowe efekty II rzędu można dodatkowo nie uwzględniać lokalnych imperfekcji łukowych w tych elementach ściskanych, których smukłość spełnia warunek:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (8)$$

gdzie: N_{Ed} - wartość obliczeniowa siły ściskającej, $\bar{\lambda}$ - względna smukłość elementu obliczona przy założeniu przegubów na jego końcach.

Zgodnie z Załącznikiem krajowym do normy [2], ramy parterowe oraz wielokondygnacyjne sztywno stężone (nieprzechyłowe) uważa się za układy o węzłach nieprzesuwnych, w których analizie można pominąć imperfekcje zarówno globalne jak i lokalne.

2.1.2 Imperfekcje globalne w układach stężających

Zgodnie z [2], stabilizowanym za pomocą tężnika ściskany pasom ustrojów nośnych przypisuje się imperfekcyjny model pręta zastępczego. Pręt ten ma wstępne wygięcie paraboliczne o strzałce:

$$e_0 = \alpha_m \frac{L}{500} \quad (9)$$

gdzie: α_m - według (6), przy czym „ m ” jest tutaj liczbą stężanych pasów w płaszczyźnie tężnika ustroju nośnego budynku, L – rozpiętość stężanego pasa ustroju nośnego.

Równomiernie rozłożone obciążenie stabilizujące przypadające na pas tężnika $q_{d,1}$ wyznacza się ze wzoru, który wynika z równowagi wstępnie wygiętego pręta zastępczego obciążonego stałą siłą podłużną:

$$q_{d,1} = \sum_{i=1}^m 8N_{Ed} \frac{e_{0,II}}{L^2} \quad (10)$$

gdzie: $e_{0,II} = e_0 + \delta_{q,I}$ - w przypadku stosowania analizy geometrycznie liniowej lub $e_{0,II} = e_0$ w pozostałych sytuacjach, $\delta_{q,I}$ – ugięcie stężenia od obciążenia stabilizującego $q_{d,I}$ oraz oddziaływań zewnętrznych.

2.1.3 Imperfekcje lokalne

Lokalne imperfekcje łukowe elementów narażonych na wyboczenie gięte przyjmuje się o postaci parabolicznej i o wartości względnej strzałki wstępnego wygięcia e_0/L , gdzie L jest długością elementu, e_0 zaś jest wstępną strzałką wygięcia, zależną od krzywej wyboczeniowej elementu ściskanego według p. 5.3.2(3)b) normy [2]. Wartości zalecane w normie [2] przedstawiono w niżej podanej tablicy (Tabl. 3).

Tablica 3. Względna strzałka wygięcia e_0/L lokalnych imperfekcji łukowych [2]

Krzywa wyboczenia	Projektowanie sprężyste ¹⁾	Projektowanie plastyczne ²⁾
	e_0 / L	e_0 / L
a ₀	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

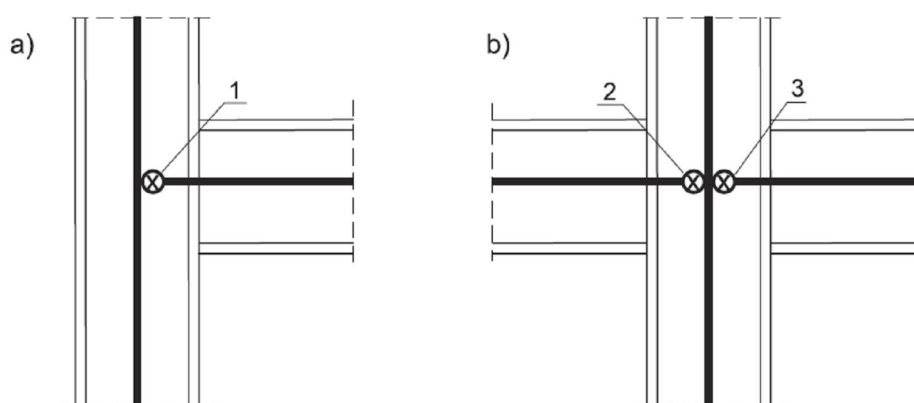
¹⁾ Według Załącznika krajowego normy [2] wartości przyjmowane również w analizie plastycznej.
²⁾ Wartości zalecane przez EN 1993-1-1.

Wartości obliczeniowe e_0/L (Tabl. 3 – kol. 2: Projektowanie sprężyste), zaleca się w [2] przyjmować jako wartości uniwersalne, niezależnie od zastosowanej metody analizy. Oznacza to, że zgodnie z postanowieniami krajowymi, w analizie plastycznej można przyjmować takie same wartości obliczeniowe wstępnych imperfekcji łukowych jak w analizie sprężystej. Postanowienie to budzi wątpliwości, gdyż nie wskazano sytuacji projektowych, w których zezwala się na takie uproszczone postępowanie. W klasycznej metodzie przegubów plastycznych, sztywności EI prętów przy zginaniu przyjmowane są o wartości stałej między punktami tworzenia się kolejnych przegubów plastycznych i równej wartościom sztywności początkowej prętów idealnych. Oznacza to, że efekty związane z wpływem imperfekcji lokalnych na przemieszczenia i nośność konstrukcji projektowanej z uwzględnieniem plastycznego wyrównania momentów ujmowane są wyłącznie w wartościach zastępczych imperfekcji łukowych, tak jak w projektowaniu sprężystym. W projektowaniu plastycznym i stosowaniu klasycznej metody przegubów plastycznych wymagane jest stosowanie na ogół większych wartości zastępczych imperfekcji łukowych niż w projektowaniu sprężystym, gdyż jako zastępcze parametry imperfekcji muszą ujmować również niekorzystny wpływ naprężeń własnych. W zakresie projektowania sprężystego, wpływ naprężeń własnych jest znacznie mniej istotny od wstępnych wygięć. W zakresie niesprężystym, ujawnia się bardzo niekorzystny wpływ naprężeń własnych, i to w elementach nie tylko ściskanych. Naprężenia własne przyspieszają bowiem proces uplastycznienia elementów konstrukcji, redukując sztywność jej elementów pod wzrastającym obciążeniem, a tym samym powodują przyrost deformacji i obniżenie nośności. Postanowienie zawarte w Załączniku krajowym jest uzasadnione pod warunkiem, że w projektowaniu niesprężystym stosuje się metodę analizy z uwzględnieniem rozwoju stref plastycznych lub tzw. udoskonaloną metodę przegubów plastycznych (por. np. [10-13]).

2.2 Modelowanie płaskich układów ramowych

Norma [3] wprowadza pojęcie węzła fizycznego, podaje reguły modelowania i charakterystykę odkształceniową moment-obrót. Zaleca się prowadzenie obliczeń statycznych i analizę stateczności w stanie granicznym nośności, a także sprawdzanie przemieszczeń w stanie granicznym użyteczności, z uwzględnieniem charakterystyki moment-obrót węzła. Jeżeli można wykazać obliczeniowo, z uwzględnieniem badań doświadczalnych lub na podstawie wieloletniej praktyki realizacji konstrukcji, że wpływ charakterystyki węzłów jest pomijalny, to dopuszcza się przyjęcie w modelu obliczeniowym węzłów sztywnych i/lub przegubowych.

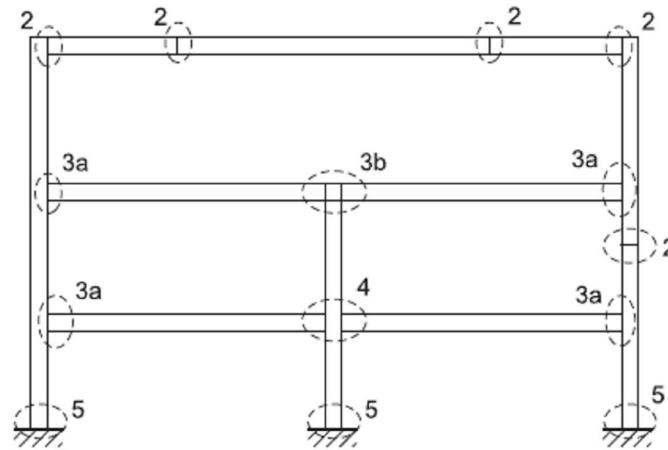
Projektowanie stalowych konstrukcji budynków odbywa się w praktyce przy wydzieleniu płaskich układów szkieletowych. Modelując zachowanie się węzła w ramowej konstrukcji szkieletowej, należy uwzględnić deformację postaciową panelu środkika pręta ciągłego w węźle i deformację obrotową połączenia pręta przerwanego w węźle. Aby model węzła odpowiednio odwzorowywał jego oczekiwane zachowanie się pod obciążeniem, panel środkika przy ścinaniu i każde z połączeń należy modelować oddzielnie, biorąc pod uwagę sztywność i nośność elementów podstawowych węzła, p. 8/5.3(4) normy [3]. Jako uproszczenie, przyjmowane w praktycznym projektowaniu, węzeł o konfiguracji jednostronnej można modelować jako węzeł pojedynczy, zaś węzeł o konfiguracji dwustronnej jako dwa odrębne węzły, po jednym z każdej strony elementu ciągłego w węźle. Węzeł modeluje się za pomocą sprężyny o obrotowym stopniu swobody w przypadku połączenia jednostronnego lub dwóch sprężyn o obrotowym stopniu swobody w przypadku połączenia dwustronnego (Rys. 2 zaczerpnięty z normy [3]).



Rys. 2. Modelowanie węzła za pomocą sprężyn o obrotowym stopniu swobody; a) węzeł fizyczny jednostronny: 1 – węzeł z jednej strony słupa, b) węzeł fizyczny dwustronny: 2 – węzeł z lewej strony słupa, 3 – węzeł z prawej strony słupa [3]

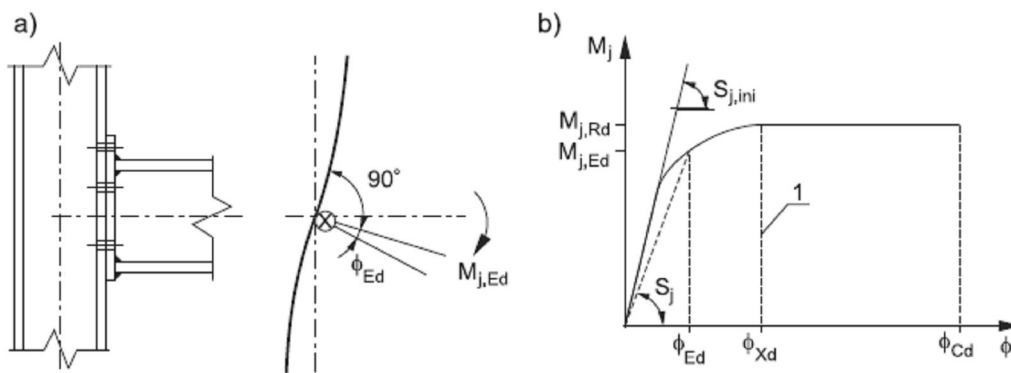
Każda sprężyna wykazuje charakterystykę moment-obrót ujmującą zachowanie się panelu środkika przy ścinaniu, jak również wpływ składników uwzględnianych połączeń na globalne zachowanie się węzła. W konsekwencji węzeł jednostronny belki ze słupem reprezentowany jest przez jedną charakterystykę moment-obrót, węzeł dwustronny zaś reprezentują dwie charakterystyki moment-obrót, jedna odnosząca się do węzła rygla z prawej strony, a druga do węzła rygla z lewej strony.

Węzły występujące w konstrukcji ramowej dotyczą połączenia rygla z ciągłym słupem, słupa z ciągłym rygłem, styku słupa lub rygla oraz podstawy słupa (Rys. 3 zaczerpnięty z [3]). Sprężyny o obrotowym stopniu swobody, reprezentujące węzły fizyczne, usytuowane są na ogół w sąsiedztwie węzłów modelu obliczeniowego konstrukcji lub w połączeniu słupa z fundamentem.



Rys. 3. Konfiguracja prętów w węźle: 2 - konfiguracja rygiel i słup (także styk rygla lub styk słupa), 3a – konfiguracja rygiel i 2 odcinki słupa, 3b - konfiguracja 2 odcinki rygla i słup, 4 - konfiguracja 2 odcinki rygla i 2 odcinki słupa, 5 – podstawa słupa [3]

Należy wyraźnie podkreślić, że węzeł fizyczny jest w rozumieniu eurokodów konstrukcyjnych elementem podlegającym modelowaniu, o określonych właściwościach strukturalnych będących parametrami charakterystyki moment-obrót (Rys. 4 zaczerpnięty z [3]).



Rys. 4. Obliczeniowa charakterystyka węzła; a) węzeł fizyczny i oznaczenie węzła modelowanego w obliczeniach jako sprężyna o obrotowym stopniu swobody, b) obliczeniowa charakterystyka moment-obrót węzła modelowanego jako sprężyna: 1 – zakres stosowalności sztywności siecznej węzła $S_{j,S}$ [3]

Głównymi właściwościami strukturalnymi węzłów, opisującymi ich zachowanie się pod obciążeniem, są:

- nośność obliczeniowa węzła $M_{j,Rd}$,
- sztywność początkowa węzła $S_{j,ini}$,
- zdolność węzła do obrotu ϕ_{Cd} .

Zagadnienie określenia ww. właściwości węzłów jest problemem oddzielnym i nie jest omawiane w niniejszym opracowaniu. Znając główne właściwości strukturalne węzłów, można zdefiniować chwilowe wartości sztywności siecznej $S_{j,S}$ (wykorzystywanej w iteracyjnych metodach analizy) oraz sztywności stycznej $S_{j,T}$ (wykorzystywanej w przyrostowo-iteracyjnych metodach analizy). W normie [3] podano jedynie zależności opisujące sztywność sieczną węzła:

- w zakresie liniowo-sprężystym, gdy: $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$

$$S_{j,S} = S_{j,ini} \quad (11)$$

- w zakresie krzywoliniowej charakterystyki niesprężystej, gdy: $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$

$$S_{j,S} = \frac{S_{j,ini}}{\mu}, \quad (12)$$

przy czym zależny od momentu zginającego $M_{j,Ed}$ współczynnik sztywności siecznej:

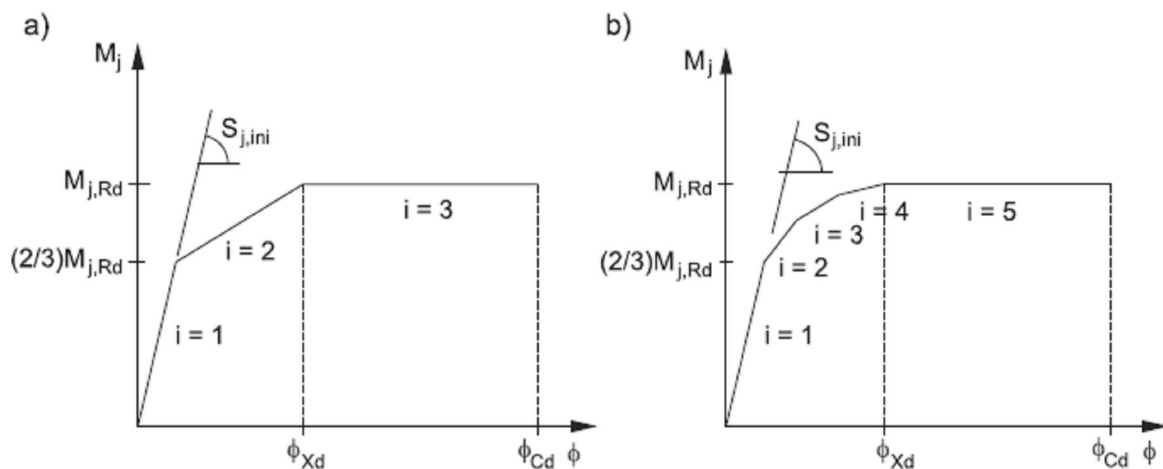
$$\mu = \left(\frac{3M_{j,Ed}}{2M_{j,Rd}} \right)^\psi. \quad (13)$$

Wzory na sztywność styczną uzyskać można z przekształcenia ww. zależności. W zakresie liniowo-sprężystym sztywność styczna jest równa sztywności siecznej, w niesprężystym zaś jest:

$$S_{j,T} = \frac{S_{j,S}}{1+\psi} \quad (14)$$

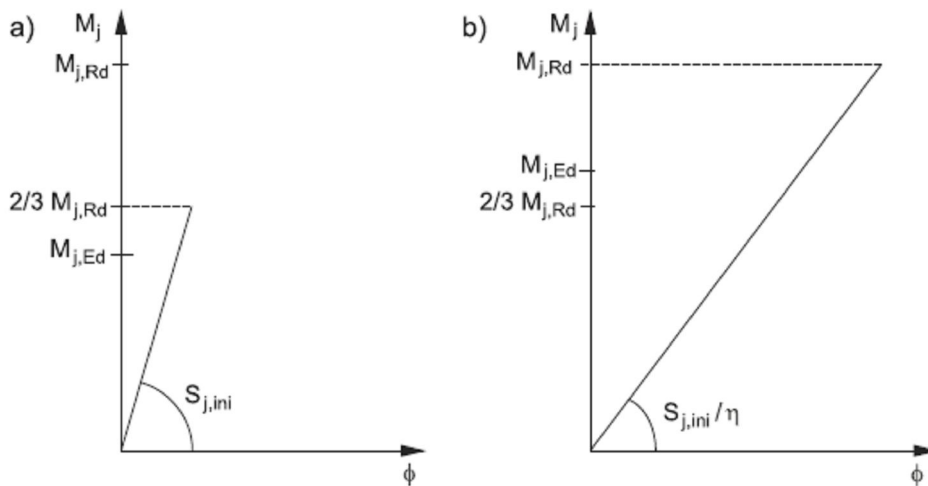
gdzie ψ jest współczynnikiem kształtu charakterystyki węzła podanym w [3].

Nieliniową charakterystykę węzła można na odcinku krzywoliniowym przybliżyć krzywą łamaną, złożoną z n odcinków, wyznaczoną w taki sposób, aby punkty przecięcia kolejnych odcinków wyznaczały w obszarze krzywoliniowym wyjściową charakterystykę $M_j - \phi$ (Rys. 5 zaczerpnięty z [4] przedstawia dwie z możliwych propozycji).



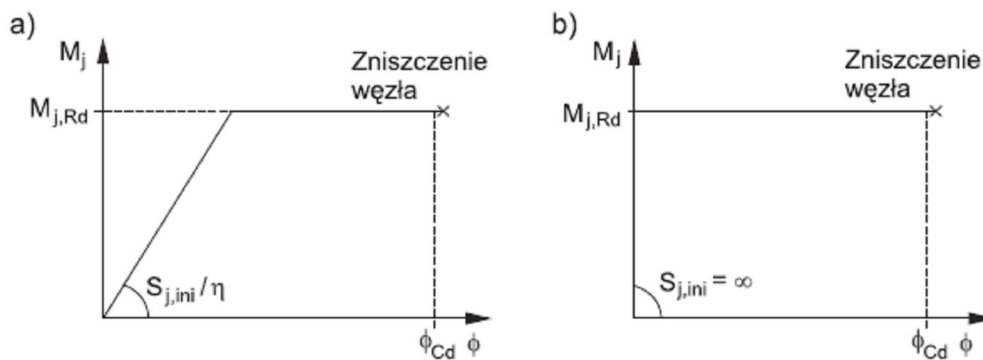
Rys. 5. Odcinkowo-liniowe charakterystyki węzłów podatnych; a) trójliniowa, b) wieloliniowa [4]

W obliczeniach praktycznych, gdy nie uwzględnia się plastycznej redystrybucji momentów w przekrojach prętów konstrukcji, można stosować, zamiast charakterystyki nieliniowej (Rys. 4b), liniową charakterystykę węzła. Jako uproszczenie w sprężystej analizie konstrukcji ramowych, norma [3] dopuszcza stosowanie liniowej charakterystyki o stałym nachyleniu S_j (Rys. 6 zaczerpnięty z [3]). Współczynnik η , w odróżnieniu od μ wg wzoru (13), jest niezależnym od bieżącej wartości momentu zginającego współczynnikiem modyfikacji sztywności początkowej.



Rys. 6. Charakterystyka węzła stosowana w obliczeniach ram z zakresie sprężystym; a) w stanie granicznym użyteczności z uwzględnieniem sztywności początkowej (w przypadku obciążeń charakterystycznych $M_j < 2M_{j,Rk}/3$), b) w stanie granicznym nośności i w stanie granicznym użyteczności z uwzględnieniem równoważnej sztywności sieciowej (w przypadku obciążeń charakterystycznych $M_j > 2M_{j,Rk}/3$) [3]

W przypadku niesprężystej analizy ram, gdy uwzględnia się plastyczną redystrybucję momentów w elementach ustroju szkieletowego, można na ogół przyjmować dwuliniową charakterystykę węzła, sprężysto-plastyczną lub sztywno-plastyczną (Rys. 7 zaczerpnięty z [4]). Charakterystykę sprężysto-plastyczną stosuje się w przyrostowych metodach analizy (klasyczna metoda przegubów plastycznych). Charakterystykę sztywno-plastyczną wykorzystuje się w analizie mechanizmów plastycznego płynięcia, gdy do wyznaczenia obciążenia granicznego konstrukcji wykorzystuje się twierdzenia teorii nośności granicznej lub komputerowe metody programowania matematycznego [14].



Rys. 7. Uproszczona, obliczeniowa charakterystyka dwuliniowa moment-obrót; a) sprężysto-plastyczna, b) sztywno-plastyczna [4]

W analizie sprężystej, najczęściej stosowanej w projektowaniu nowych obiektów budowlanych, bardzo istotną rolę odgrywa klasyfikacja węzła ze względu na sztywność, a to determinuje model obliczeniowy, jaki przyjmuje się w analizie szkieletowej konstrukcji nośnej. Węzeł można klasyfikować zależnie od sztywności obrotowej, porównując jego początkową sztywność $S_{j,ini}$ z wartościami granicznymi podanymi w p. 5.2.2.5 normy [3], jako:

- sztywny, gdy ma wystarczająco dużą sztywność obrotową, aby uzasadnione było w analizie założenie o pełnym przeniesieniu momentów zginających przez węzeł:

$$S_{j,ini} \geq S_{j,sup} \tag{15}$$

- nominalnie przegubowy, gdy jest zdolny do przeniesienia sił wewnętrznych bez udziału znaczących momentów, które mogłyby niekorzystnie oddziaływać na elementy lub konstrukcję jako całość:

$$S_{j,ini} \leq S_{j,inf} \quad (16)$$

- podatny, gdy nie spełnia kryteriów węzła sztywnego lub węzła nominalnie przegubowego:

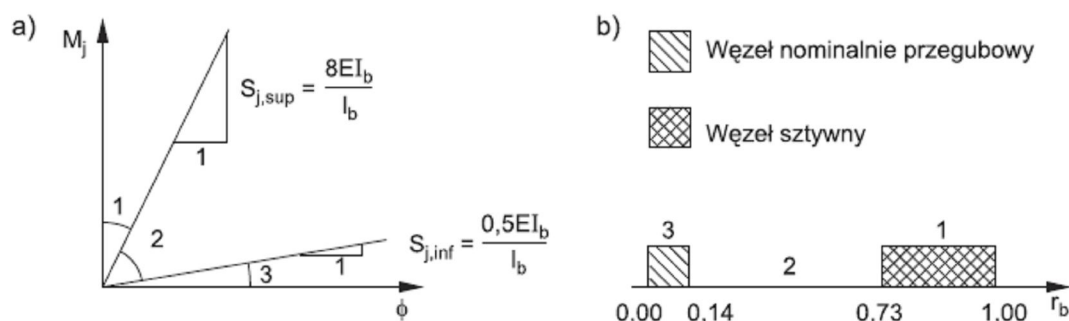
$$S_{j,inf} < S_{j,ini} < S_{j,sup} \quad (17)$$

gdzie $S_{j,lim}$ ($S_{j,sup}$ lub $S_{j,inf}$) jest graniczną wartością sztywności do klasyfikacji węzłów.

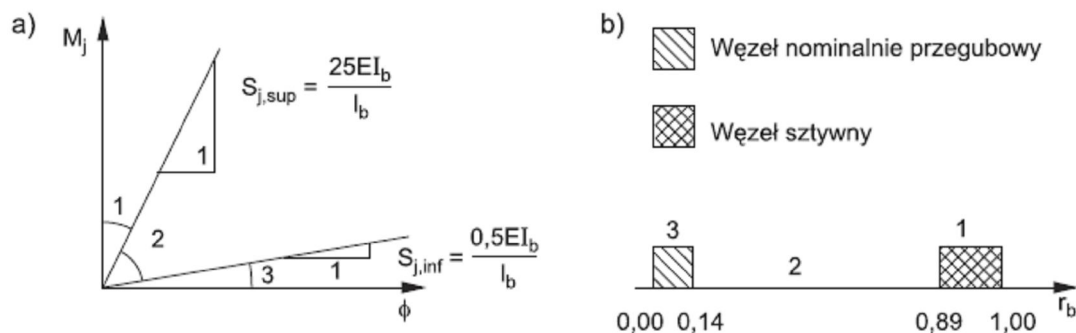
Kryteria klasyfikacji uzależnione są od tego, czy układ ramowy jest sztywno-stężony (Rys. 8 zaczerpnięty z [4]), czy też samostateczny lub podatnie-stężony (Rys. 9 zaczerpnięty z [4]). Wspomniane kryteria przedstawiono w dwóch wersjach: a) sztywność początkowa węzła $S_{j,ini}$ porównywana jest bezpośrednio z granicami sztywności węzłów $S_{j,lim}$ (Rys. 8a i Rys. 9a), b) współczynnik zamocowania r pręta w węźle jest porównywany z wartościami granicznymi r_{lim} , odpowiednio r_{sup} lub r_{inf} (Rys. 8b i Rys. 9b), gdzie:

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{S_{j,ini}L}} \quad (18)$$

gdzie: E – moduł odkształcalności podłużnej (Younga) dla stali, I , L – moment bezwładności przekroju i długość systemowa elementu łączonego w węźle (rygla lub słupa).

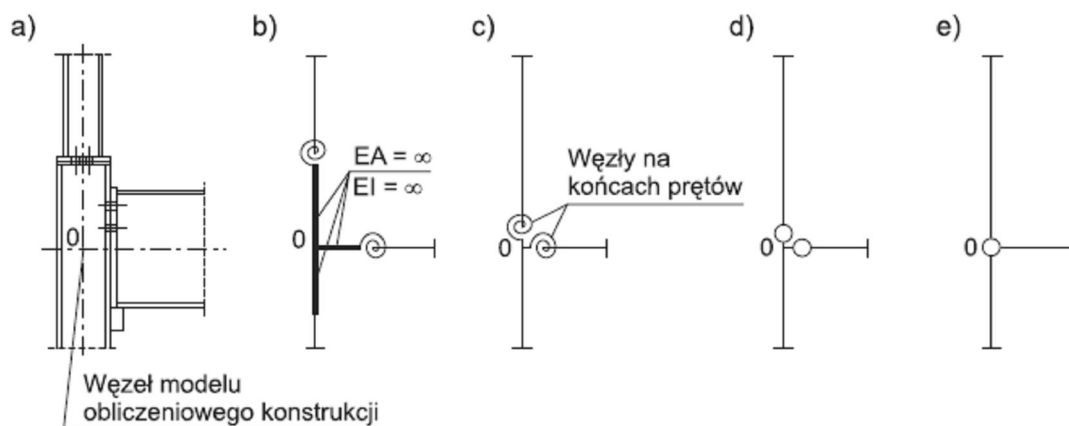


Rys. 8. Kryteria klasyfikacji węzłów ze względu na sztywność w ustrojach prętowych sztywno-stężonych; a) we współrzędnych wymiarowych, b) we współrzędnych bezwymiarowych [4]



Rys. 9. Kryteria klasyfikacji węzłów ze względu na sztywność w ustrojach prętowych samostatecznych i podatnie-stężonych; a) we współrzędnych wymiarowych, b) we współrzędnych bezwymiarowych [4]

Często zachodzi konieczność modelowania konstrukcji szkieletowej w miejscu występowania konfiguracji rygiel i 2 odcinki słupa, gdzie występuje połączenie rygla ze słupem oraz styk słupa w miejscu zmiany jego przekroju (Rys. 10 zaczerpnięty z [4]). W modelu obliczeniowym konstrukcji, w miejscu występowania połączeń i styków, są sprężyny o obrotowym stopniu swobody i elementy liniowe o nieskończonej sztywności w strefie węzłowej, wyznaczonej przez gabaryty przekroju prętów (Rys. 10b). Odcinki wyznaczone przez strefy węzłowe są w praktycznych realizacjach znacznie mniejsze od systemowych długości prętów, będących odległościami między węzłami modelu obliczeniowego konstrukcji. W tym wypadku można pominąć odcinki o nieskończonej sztywności, przyjmując, że sprężyny znajdują się w miejscu węzła modelu obliczeniowego konstrukcji.



Rys. 10. Węzeł w obliczeniowym modelu konstrukcji szkieletowej; a) szczegół konstrukcyjny, b) modelownie z uwzględnieniem wymiarów strefy węzłowej, c) modelowanie węzła jako ramowego, d) modelowanie węzła jako ramowego przegubowego, e) modelowanie węzła jako kratowego [4]

Jeżeli sztywności węzłów ramowych, reprezentowanych w modelu obliczeniowym przez sprężyny o skończonej sztywności, spełniają:

- kryteria ustalone dla węzłów sztywnych, podatny węzeł na końcu pręta można w modelu obliczeniowym uważać za sztywny (Rys. 10c),
- kryteria ustalone dla węzłów nominalnie przegubowych, podatny węzeł na końcu pręta można w modelu obliczeniowym uważać za przegubowy (Rys. 10d); węzeł ramowy jest równoważny w tym przypadku węzłowi kratowemu, przyjmowanemu w modelu obliczeniowym kratownicy (Rys. 10e).

Klasyfikacja szkieletu stalowego budynku odnosząca się do analizy globalnej obejmuje następujące typy układów:

- a) niepełnociągłe, w których właściwości prętów i właściwości węzłów wymagają uwzględnienia w analizie (co najmniej jeden węzeł ustroju nośnego sklasyfikowany jako podatny),
- b) pełnociągłe, w których jedynie właściwości prętów wymagają uwzględnienia w analizie (gdy węzły są sztywne i nominalnie przegubowe),
- c) proste, w których węzły typu rygiel-słup nie są zaprojektowane do przenoszenia momentów.

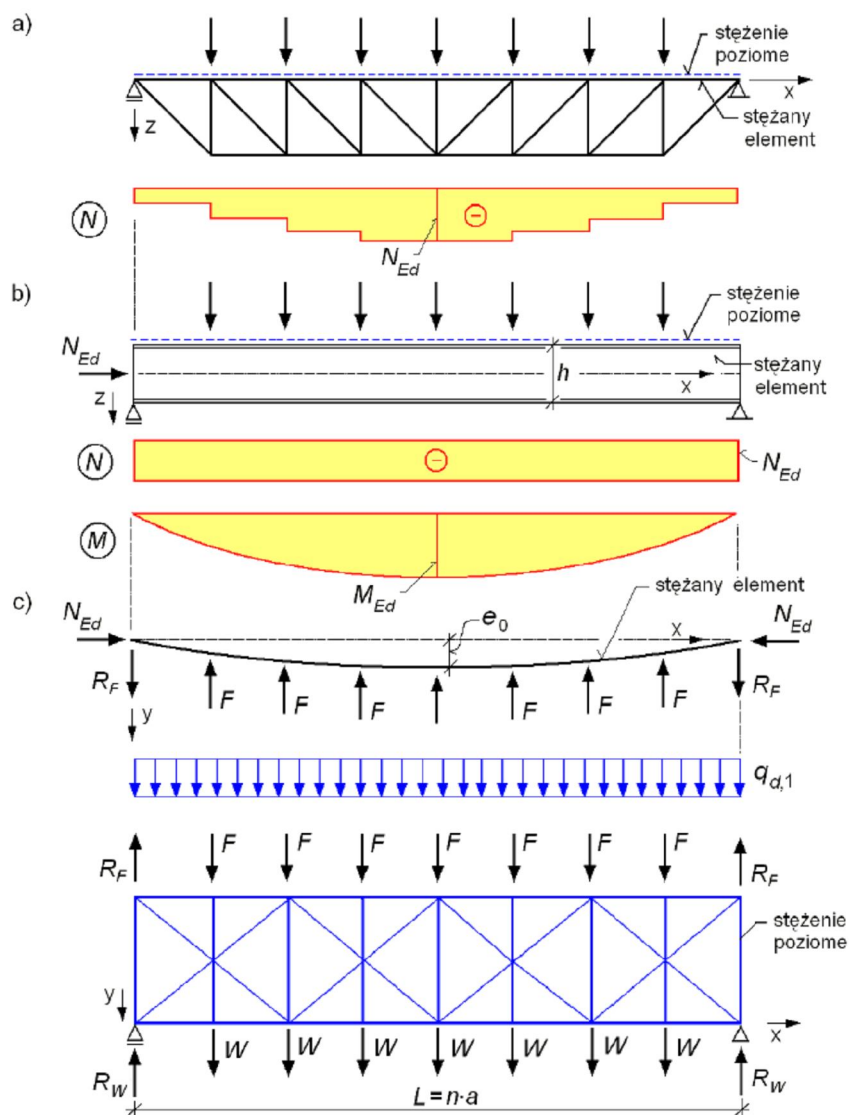
2.3 Modelowanie układów stężających

W przypadku swobodnie podpartych pasów tężników, które przenoszą zmienną na ich długości siłę podłużną $N_{Ed,n}$, gdzie „n” jest przedziałem o długości $L_{b,n}$ stężanego pasa ustroju nośnego o stałej sile podłużnej, należy przyjmować jako jej maksymalną wartość

$N_{Ed} = \max N_{Ed,n}$. W obliczeniach prętów układu stężącego nie będących elementami poprzecznego tężnika kratowego należy uwzględnić największą siłę ściskającą od sił stabilizujących $F_m = \sum F$ w pręcie nie stanowiącym elementu tego tężnika, co przy równych przedziałach stężanego pasa $L_{b,n} = a$ prowadzi do następującej zależności (Rys. 11 zaczerpnięty z [15]):

$$F_m = \sum_{i=1}^m 8aN_{Ed} \frac{e_{0,II}}{L^2} \quad (19)$$

gdzie $e_{0,II}$ jak w (10).



Rys. 11. Modelowanie jednoprzęsłowego, wolnopodpartego stężenia poprzecznego [15]

Zagadnienia obliczenia, według eurokodów, poprzecznych stężeń ściskanych pasów dźwigarów kratowych i pełnościennych zostały szczegółowo omówione w [15]. Postanowienia dotyczące ustrojów swobodnie podpartych zostały tamże uogólnione na przypadki ustrojów wspornikowych oraz jednoprzęsłowych statycznie niewyznaczalnych i wieloprzęsłowych, uciążlonych nad podporami.

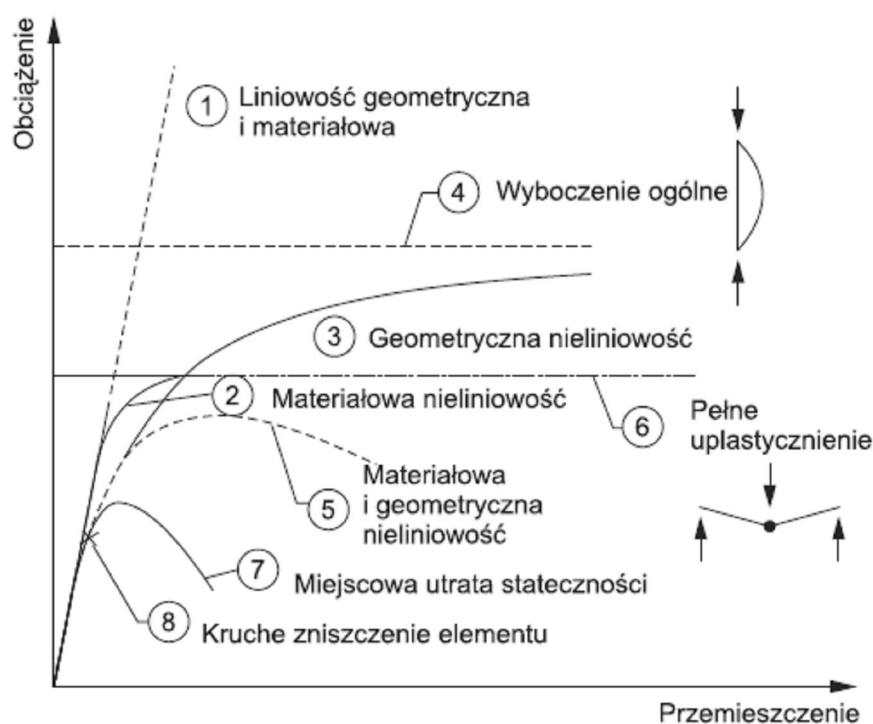
3 ANALIZA KONSTRUKCJI

3.1 Ścieżki równowagi

W tym tradycyjnym sposobie postępowania, stosowanym powszechnie w codziennej praktyce projektowej, obliczanie sił wewnętrznych przeprowadza się z wykorzystaniem różnych metod analizy statycznej i analizy stateczności. W zależności od tego, czy dystrybucję sił wewnętrznych określa się z wykorzystaniem obszaru liniowo-sprężystego zachowania prętów i węzłów układu, czy też wykorzystuje się w projektowaniu możliwość plastycznej redystrybucji sił przekrojowych w elementach konstrukcji, rozróżnia się dwie podstawowe metody projektowania:

1. projektowanie sprężyste,
2. projektowanie plastyczne.

W zależności od zastosowanej w projektowaniu metody analizy, zachowanie się konstrukcji pod wzrastającym obciążeniem ilustrują różne przebiegi ścieżki równowagi (Rys. 12 zaczerpnięty z [16]).



Rys. 12. Ścieżki równowagi wyznaczone na podstawie różnych metod analizy statycznej stosowanych w projektowaniu sprężystym lub plastycznym oraz analizy stateczności [16]

Oznaczenia wyjaśniono w opisie (Tabl. 4). Projektowanie sprężyste (lub ściślej mówiąc – projektowanie ze względu na osiągnięcie stanu granicznego w najbardziej wyężonym przekroju elementu lub w najbardziej wyężonym elemencie konstrukcji) polega umownie na przyjęciu założenia o stałej sztywności elementów o przekroju klasy 1-4. Zgodnie z tym założeniem, redukcja sztywności elementów, wynikająca z lokalnego uplastycznienia lub niestateczności miejscowej ścianek i ich uplastycznienia w stanie nadkrytycznym, jest na tyle mała, że przyjęcie początkowej sztywności elementu jak w stanie sprężystym przed miejscową utratą stateczności, jest przy określeniu dystrybucji sił wewnętrznych założeniem wystarczająco dokładnym. Charakterystykę węzłów podatnych uwzględnia się jako liniowo-sprężystą (Rys. 6). Projektowanie sprężyste ma zastosowanie do konstrukcji złożonych z prętów o różnej klasie przekroju i węzłów o różnej zdolności do obrotu.

Projektowanie plastyczne związane jest umownie z sytuacją projektową, w której wyznaczenie sił wewnętrznych w elementach układu oraz ocenę stateczności przeprowadza się z uwzględnieniem pełnej lub ograniczonej plastycznej redystrybucji momentów w przekrojach prętów oraz w węzłach układu. Zgodnie z tą definicją, globalną analizę statyczną przeprowadza się z uwzględnieniem tworzenia się przegubów plastycznych w przekrojach prętów oraz w węzłach. W przypadku konstrukcji wrażliwej na efekty niestateczności ogólnej, analizę stateczności przeprowadza się dla konstrukcji o sztywności zdegradowanej w wyniku uwzględnienia liczby i rozmieszczenia przegubów plastycznych, które odpowiadają poziomowi obciążenia obliczeniowego.

Tablica 4. Oznaczenia ścieżek równowagi w odniesieniu do zastosowanych metod analizy (Rys. 12)

Oznaczenie (Rys. 13)	Typ analizy według PN-EN 1993	Opis
1	LA PDNA PDNIA	- liniowa analiza sprężysta (I rzędu), - liniowo sprężysta analiza P-Delta ¹⁾ , - liniowo sprężysta analiza P-Delta z imperfekcjami ²⁾ ,
2	MNA PDMNA PDMNIA	- analiza fizycznie nieliniowa (I rzędu) ³⁾ , - fizycznie nieliniowa analiza P-Delta bez uwzględnienia wpływu imperfekcji, - fizycznie nieliniowa analiza P-Delta z uwzględnieniem wpływu imperfekcji ⁴⁾ ,
3	GNA GNIA	- geometrycznie nieliniowa analiza (II lub III rzędu), sprężysta bez uwzględnienia wpływu imperfekcji, - geometrycznie nieliniowa analiza (II lub III rzędu), sprężysta z uwzględnieniem wpływu imperfekcji,
4	LBA MNBA	- liniowo sprężysta analiza bifurkacyjna, - fizycznie nieliniowa analiza bifurkacyjna ⁵⁾ ,
5	GMNA GMNIA	- analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa bez uwzględnienia wpływu imperfekcji, - analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa z uwzględnieniem wpływu imperfekcji,
6	-	- analiza sztywno-plastyczna (wg zasad teorii nośności granicznej, wykorzystującej twierdzenie kinematyczne teorii plastyczności),
7	-	- analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa z uwzględnieniem nośności nadkrytycznej ścianek ulegających niestateczności miejscowej,
8	-	- analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa uwzględniająca „kruche zniszczenie” w wyniku niestateczności miejscowej ścianek przekrojów lub braku zdolności węzłów do obrotu.

¹⁾ Przedrostek PD należy rozumieć tutaj i dalej jako przybliżoną analizę geometrycznie nieliniową, końcówkę zaś NA - jako analizę geometrycznie nieliniową bez uwzględnienia wpływu imperfekcji.
²⁾ Końcówkę NIA należy rozumieć tutaj i dalej jako analizę geometrycznie nieliniową z uwzględnieniem wpływu imperfekcjami.
³⁾ Końcówkę MNA należy rozumieć dalej jako analizę sprężysto-plastyczną z uwzględnieniem rozwoju stref plastycznych (lub sukcesywnego formowania się przegubów plastycznych) bez uwzględnienia wpływu imperfekcji.
⁴⁾ Końcówkę MNIA należy rozumieć tutaj i dalej jako analizę sprężysto-plastyczną z uwzględnieniem rozwoju stref plastycznych (lub sukcesywnego formowania się przegubów plastycznych) z uwzględnieniem wpływu imperfekcji.
⁵⁾ Należy rozumieć tutaj i dalej jako analizę bifurkacyjną konstrukcji o zdegradowanej sztywności w wyniku rozwoju stref plastycznych lub uformowania się przegubów plastycznych.

Należy dodać, że metody sprężystej analizy przyjmowane na etapie projektowania (I rzędu, II rzędu lub III rzędu) nie pozostają bez związku z podejściem do oceny stanu granicznego konstrukcji lub stanu granicznego jej elementów. Szczegółowe omówienie sposobów formułowania nieliniowych równań równowagi w ujęciu MES można znaleźć w [17].

W analizie I rzędu, warunki równowagi układu się w stanie nieodkształconym konstrukcji

(Tabl. 5). Ścieżka równowagi uzyskana z analizy I rzędu nazywana jest podstawową ścieżką równowagi. Możliwość wyznaczenia położenia równowagi (stanu przemieszczenia i przekrojowych sił przywęzłowych) warunkowane jest zachowaniem geometrycznej niezmienności układu, a więc takim rozmieszczeniem więzów zewnętrznych i wewnętrznych, które eliminują ruch sztywny konstrukcji traktowanej jako ciało nieodkształcalne, a także ruch sztywny jakiegokolwiek jego podukładu lub elementu, traktowanych również jako ciała nieodkształcalne. W geometrycznie nieliniowej analizie II rzędu, równania równowagi układu się w stanie odkształconym konstrukcji. Zakłada się, że przemieszczenia są umiarkowanie duże, a więc siły przekrojowe w położeniu równowagi, potrzebne do oceny stateczności, można wyznaczyć jak dla podstawowej ścieżki równowagi (na podstawie teorii I rzędu), a stateczność położenia równowagi badać w konfiguracji odkształconej, w bliskim sąsiedztwie położenia równowagi (Tabl. 5, wiersz zaciemniony). Utrata stateczności ma wówczas charakter bifurkacji położenia równowagi i związana jest z przejściem konstrukcji z podstawowej na wtórną gałąź ścieżki równowagi. Zależność sił przekrojowych od obciążenia jest wówczas liniowa i na podstawie mnożnika krytycznego sił przekrojowych można jednoznacznie zdefiniować obciążenie krytyczne konstrukcji. Dokładność wyników uzyskiwanych z analizy II rzędu jest w praktyce wystarczająca do celów projektowania, za wyjątkiem konstrukcji wrażliwych na sprężystą utratę stateczności w formie przeskoku. Niestateczność w formie przeskoku może być wykryta w wyniku zastosowania analizy III rzędu. Geometrycznie nieliniowa analiza III rzędu różni się od analizy II rzędu tym, że położenie równowagi i stateczność tego położenia ocenia się w stanie odkształconym konstrukcji (Tabl. 5). Zakłada się, że przemieszczenia są duże, a konstrukcja wykazuje, przy wzroście obciążenia, degradację sztywności w wyniku osłabienia geometrycznego, skutkującą osiągnięciem punktu granicznego na ścieżce równowagi. Utrata stateczności ma charakter dywergencji równowagi w stanie granicznym konstrukcji.

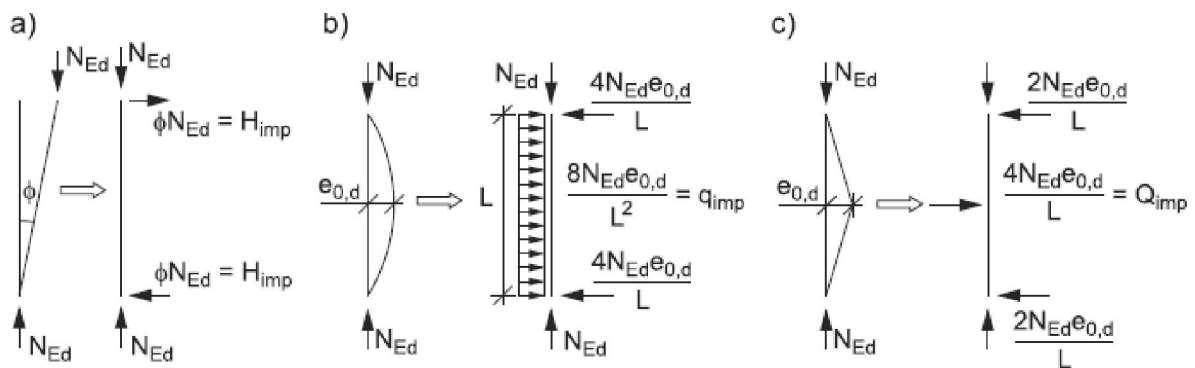
Tablica 5. Rozróżnienie założeń przyjmowanych w analizie sprężystej utraty stateczności układu

Teoria	Macierz sztywności konstrukcji w ujęciu MES - COL	Położenie równowagi	Kryterium geometrycznej niezmienności i niestateczności położenia równowagi
I rzędu	K	$Kq=Q$	$\det K > 0$
II rzędu (stateczność liniowa)	$K+K_\sigma$	$Kq=Q$	$\det (K+K_\sigma)=0$
III rzędu (stateczność nieliniowa)	$K+K_\sigma+K_u$	$(K+K_\sigma+K_u)\Delta q=\Delta Q$	$\det (K+K_\sigma+K_u)=0$

3.2 Uwzględnienie imperfekcji geometrycznych

Zgodnie z p. 5.3.2(5) normy [2], globalne imperfekcje przechyłowe i lokalne imperfekcje łukowe można zastąpić układami równoważnych sił poprzecznych działających na poszczególne słupy, odpowiednio węzłowych i przęsłowych (Rys. 13 zaczerpnięty z [4]).

Globalną imperfekcję przechyłową słupa zastępuje się układem równoważnych sił poziomach na końcach elementu H_{imp} (Rys. 13a), lokalną imperfekcję łukową zaś równoważnym obciążeniem równomiernie rozłożonym q_{imp} (Rys. 13b), a imperfekcję w postaci linii łamanej – siłą skupioną Q_{imp} (Rys. 13c) oraz reakcjami na końcach elementu. Przyjęcie w analizie równoważnych obciążeń poprzecznych, zamiast wstępnie wygiętych elementów i nieidealnej siatki węzłów odpowiadającej konstrukcji ze wstępnym przechylem, ma tę zaletę, że obliczenia można prowadzić przy przyjęciu prostoliniowej osi prętów i idealnej siatki węzłów. Wyniki obliczeń konstrukcji z imperfekcjami i bez imperfekcji mogą być wówczas prowadzone dla tej samej idealnej geometrii układu, a różnica w modelowaniu będzie polegała jedynie na przyjęciu innego schematu obciążenia.



Rys. 13. Sposób zastąpienia imperfekcji geometrycznych równoważnym obciążeniem poprzecznym; a) globalna imperfekcja przechyłowa, b) lokalna imperfekcja łukowa, c) lokalna imperfekcja w postaci linii łamanej [4]

3.3 Uprozczone metody nieliniowej analizy konstrukcji

W praktycznym projektowaniu, szczególnie wówczas, gdy konstruktor nie dysponuje programami komputerowymi pozwalającymi na uwzględnienie efektów nieliniowych, wykorzystywane są metody liniowo-sprężystej analizy I rzędu, pozwalające na:

- uproszczone traktowanie efektów plastycznej redystrybucji momentów konstrukcji niewrażliwych na efekty geometrycznie nieliniowe,
- uproszczone traktowanie efektów geometrycznie nieliniowych konstrukcji projektowanej bez uwzględnienia efektów plastycznej redystrybucji momentów.

Sytuacja jak w a) występuje wówczas, gdy belki ciągłe lub ramy nieprzechyłowe projektowane są zgodnie z zasadami plastyczności ograniczonej, por. p. 5.4.1(4) normy [2]. Jeżeli maksymalne momenty od różnych kombinacji oddziaływań przekraczają w jednym lub kilku przekrojach ich plastyczną nośność obliczeniową o nie więcej niż 15%, to można dokonać redystrybucji nadwyżki momentów przy założeniu, że:

- uogólnione siły wewnętrzne pozostaną w równowadze z obciążeniem zewnętrznym,
- elementy, w których momenty przewyższają nośność plastyczną ich przekroju są o przekroju klasy 1 lub 2,
- konstrukcja jest skutecznie zabezpieczona przed utratą płaskiej postaci zginania.

Sytuacja jak w b) występuje wówczas, gdy konstrukcja jest przechyłowa i niezbyt wrażliwa na przechyłowe efekty II rzędu. Możliwe jest wówczas zastosowanie jednej z trzech metod analizy:

- metody długości wybocheniowej odpowiadającej przechyłowej postaci wybożenia ustroju,
- metody amplifikowanych momentów od obciążenia stowarzyszonego z przechyłową postacią deformacji ustroju,
- metody amplifikowanego obciążenia stowarzyszonego z przechyłową postacią deformacji ustroju.

Dwie pierwsze metody są opisane w eurokodach zdawkowo, bardziej szczegółowe zaś zalecenia podano w [5]. Metoda długości wybocheniowej odpowiadającej przechyłowej postaci wybożenia odpowiada podejściu podanemu w p. 5.2.2(8) normy [2], przy czym efekty stateczności uwzględnia się według p. 6.3, na podstawie kryterium stateczności słupa. Obliczenie sił przekrojowych z uwzględnieniem efektów geometrycznie nieliniowych przeprowadza się według teorii I rzędu, bez uwzględnienia imperfekcji:

- dla konstrukcji z dodatkowymi podporami eliminującymi przesuw węzłów, w celu wyznaczenia reakcji podpór i sił przekrojowych stanu nieprzesuwonego $\{M_{Ed,NS}, N_{Ed,NS}, V_{Ed,NS}\}$,
- dla konstrukcji oryginalnej, bez dodatkowych podpór, ale obciążonej tylko

reakcjami podpór otrzymanymi w 1. – siły przekrojowe stanu przesuwego $\{M_{Ed,RS}, N_{Ed,RS}, V_{Ed,RS}\}$,

3. dla konstrukcji oryginalnej, bez dodatkowych podpór, ale obciążonej wszystkimi oddziaływaniami uwzględnionej kombinacji obciążenia – siły przekrojowe stanu przesuwego $\{M_{Ed,S}, N_{Ed,S}, V_{Ed,S}\}$.

Siły przekrojowe z uwzględnieniem efektów przechyłowych II rzędu przyjmuje się: w słupach jak w 3., natomiast w ryglach i węzłach typu rygiel-słup jako sumę sił otrzymanych w 2., ale amplifikowanych stałym współczynnikiem 1,2 oraz sił otrzymanych w 3.

Metoda 2) amplifikowanych momentów od obciążenia stowarzyszonego z przechyłową postacią deformacji ustroju jest uściśleniem poprzednio opisanej metody 1). Odpowiada podejściu podanemu w p. 5.2.2(4) normy [2]. Jeżeli rama samostateczna charakteryzuje się tym, że układ słupów i rygli jest ortogonalny, to pierwszą i dominującą formą wybożenia jest forma przechyłowa. Zalecana jest wówczas sprężysta analiza I rzędu z odpowiednią amplifikacją efektów oddziaływań. Obliczenie sił przekrojowych z uwzględnieniem efektów geometrycznie nieliniowych przeprowadza się według teorii I rzędu, jak w p. 1. i p. 2. w wyżej opisanej metodzie, a następnie z zasady superpozycji oblicza się siły przekrojowe uwzględniające efekty przechyłowe II rzędu (momenty zginające, siły podłużne i siły poprzeczne):

$$\begin{aligned} M_{Ed}^{II} &= M_{Ed,NS}^I + \alpha_{amp} M_{Ed,RS}^I \\ N_{Ed}^{II} &= N_{Ed,NS}^I + \alpha_{amp} N_{Ed,RS}^I \\ V_{Ed}^{II} &= V_{Ed,NS}^I + \alpha_{amp} V_{Ed,RS}^I \end{aligned} \quad (20)$$

gdzie współczynnik amplifikacji ma postać:

$$\alpha_{amp} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (21)$$

W przypadku ram, których rygiel jest załamany, procedura jest bardziej skomplikowana. Ponieważ dwie pierwsze przechyłowe formy wybożenia, symetryczna i antysymetryczna, charakteryzują się zbliżonymi współczynnikami α_{cr} (odpowiednio $\alpha_{cr,S}$ i $\alpha_{cr,AS}$), obciążenie należy rozdzielić na obciążenie symetryczne i antysymetryczne, a następnie zastosować superpozycję efektów oddziaływań jak następuje [5]:

$$\begin{aligned} M_{Ed}^{II} &= M_{Ed,NS}^I + \alpha_{amp,S} M_{Ed,RS}^I + \alpha_{amp,AS} M_{Ed,AS}^I \\ N_{Ed}^{II} &= N_{Ed,NS}^I + \alpha_{amp,S} N_{Ed,RS}^I + \alpha_{amp,AS} N_{Ed,AS}^I \\ V_{Ed}^{II} &= V_{Ed,NS}^I + \alpha_{amp,S} V_{Ed,RS}^I + \alpha_{amp,AS} V_{Ed,AS}^I \end{aligned} \quad (22)$$

gdzie współczynniki amplifikacji mają postać:

$$\alpha_{amp,S} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,S}}}, \quad \alpha_{amp,AS} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,AS}}} \quad (23)$$

Niedogodność metody 2) wynika z tego, że występuje konieczność kilkukrotnego

obliczania efektów oddziaływań dla każdej kombinacji oddziaływań, a podejście może być stosowane jedynie w projektowaniu sprężystym. W normie [2] nie podano zakresu stosowalności tej metody, a więc projektant powinien metodę tę stosować bardzo rozważnie pamiętając, że wykorzystuje ona zasadę superpozycji efektów oddziaływań. Postępowanie takie można uznać za dopuszczalne jedynie w przypadku, gdy konstrukcja nie wykazuje zbyt dużej wrażliwości na przechyłowe efekty II rzędu.

Metoda 3) amplifikowanego obciążenia stowarzyszonego z przechyłową postacią deformacji ustroju jest uogólnieniem metody 2) i ma nad nią tę przewagę, że pozbywa się jej niedogodności. Współczynnik amplifikacji (lub współczynniki amplifikacji) stosuje się w tej metodzie nie do efektów oddziaływań, ale bezpośrednio do oddziaływań, por. p. 5.2.2(5) normy [2]. Analiza I rzędu z amplifikacją oddziaływań w celu wyznaczenia momentów uwzględniających przechyłowe efekty II rzędu nosi nazwę metody P-Delta ($P-\Delta$), w projektowaniu sprężystym skrót PDNA (Tabl. 4). Zastosowanie tej metody do ram wielokondygnacyjnych projektowanych sprężysto jest możliwe, gdy spełniony jest warunek $3,0 \leq \alpha_{cr} \leq 10$, por. p. 5.2.2(6) w normie [2]. Zaletą tej metody jest to, że można ją stosunkowo łatwo zaimplementować do projektowania plastycznego, skrót PDMNA (Tabl. 4).

Obciążenie zastępcze w metodzie 3) jest sumą obciążenia rzeczywistego oraz obciążenia fikcyjnego, modelującego efekt imperfekcji globalnych. W ramach ortogonalnych, przechyłowe efekty II rzędu od obciążeń pionowych uwzględnia się przez zwiększenie zewnętrznego obciążenia poziomego W_{Ed} (od wiatru) oraz zastępczego obciążenia $H_{imp} = V_{Ed}\phi$ od imperfekcji i ewentualnie innych efektów przechyłowych, za pomocą współczynnika amplifikacji α_{amp} , co daje zastępcze obciążenia poziome dla układu imperfekcyjnego o postaci:

$$H_{Ed} = (W_{Ed} + H_{imp})\alpha_{amp} \quad (24)$$

3.4 Metody wykorzystujące analizę zaawansowaną

Metody z grupy metod scharakteryzowanych końcówką NIA (Tabl. 4) należą do metod zaawansowanej analizy, w których imperfekcje zarówno globalne jak i lokalne uwzględnione są na etapie analizy konstrukcji. W zależności od tego, czy zaawansowana analiza płaskiego układu ramowego prowadzona jest dla modelu pręta o 6 stopniach swobody w węźle (gdy uwzględnia się skręcanie swobodne) lub 7 stopniach swobody w węźle (gdy uwzględnia się skręcanie skrępowane i efekt deplanacji przekroju poprzecznego), czy też o 3 stopniach swobody w węźle, rozróżnia się dwa poziomy analizy:

- 3D, gdy zaawansowana analiza układu płaskiego uwzględnia dwukierunkowe zginanie i skręcanie prętów,
- 2D, gdy zaawansowana analiza dotyczy płaskiego zginania układu i uwzględnia jednokierunkowe zginania prętów bez skręcania.

Tablica 6. Wymagania w zakresie sprawdzania nośności i stateczności prętów płaskiego ustroju nośnego

Poziom analizy	Sprawdzanie warunków nośności prętów w analizie NIA przy uwzględnieniu imperfekcji	
	jedynie w płaszczyźnie układu	w płaszczyźnie i z płaszczyzny układu ¹⁾
2D	Wymagane jest sprawdzenie z uwzględnieniem	-
3D	wyoboczenia giętnego i/lub giętno-skrętnego z płaszczyzny układu	Sprawdzenie nie jest wymagane

¹⁾ Wstępną strzałkę wygięcia elementu z płaszczyzny układu przyjmuje się jako $0,5e_0$, gdzie e_0 jest strzałką wygięcia przy wyoboczeniu giętnym elementu z płaszczyzny układu (uwzględnienie imperfekcji skrętnych nie jest wymagane)

W zależności od przyjętego poziomu analizy i sposobu uwzględnienia imperfekcji, występują inne wymagania odnośnie sprawdzania nośności i stateczności elementów (Tabl. 6).

W projektowaniu sprężystym, w którym stosuje się geometrycznie nieliniową analizę z uwzględnieniem imperfekcji GNIA, obciążenie graniczne identyfikowane jest z osiągnięciem nośności najbardziej wyężonego przekroju pręta lub węzła. W praktyce projektowej, gdy nie jest wymagane uwzględnienie efektu dużych przemieszczeń, analizę GNIA można przeprowadzić uwzględniając efekty II rzędu w jednym kroku obliczeniowym, dla sił podłużnych od obciążeń obliczeniowych oszacowanych lub wyznaczonych z analizy liniowej LA. W projektowaniu plastycznym, analizę GMNIA prowadzi się z wykorzystaniem procedur przyrostowych (krok-po-kroku) lub przyrostowo-iteracyjnych.

Należy zwrócić uwagę na fakt, że w zaawansowanej analizie konstrukcji GMNIA wykorzystuje się udoskonaloną metodę przegubów plastycznych. W metodzie tej uwzględnia się nie tylko krzywoliniową charakterystykę węzłów podatnych, ale i krzywoliniową charakterystykę opisującą degradację sztywności pręta. Uwzględnienie udoskonalonej metody przegubów plastycznych pozwala na przybliżone uwzględnienie wpływu stopniowego tworzenia stref plastycznych w prętach i redukcji sztywności węzłów w miarę jak postępuje proces redystrybucji momentów pod wpływem wzrastającego obciążenia. Zagadnienie to ma fundamentalne znaczenie w geometrycznie nieliniowej analizie niesprężystej, w której ocena wielkości przemieszczeń ma istotny wpływ na wyznaczoną obliczeniowo ścieżkę równowagi konstrukcji i na obciążenie graniczne układu. Zagadnienia te omówiono szczegółowo w [10-13].

3.5 Wybór metody analizy

Wspomagane komputerowo projektowanie konstrukcji budowlanych i inżynierskich odbywa się obecnie z wykorzystaniem komercyjnych programów obliczeniowych, które mają opcje wyboru różnych metod analizy. Omówione w niniejszym opracowaniu uproszczone metody uwzględnienia efektów II rzędu (Tabl. 7, ciemniejsze wiersze) stają się metodami wykorzystywanymi w programach autorskich, opracowywanych indywidualnie do celów wstępnego projektowania. Na etapie wstępnego projektowania dobierane są przekroje elementów oraz rozwiązania konstrukcyjne węzłów. Wstępnie dobrane przekroje prętów oraz sztywności węzłów są danymi wykorzystywanymi na etapie projektowania właściwego do analizy metodami ścisłymi w sensie mechaniki konstrukcji, ujętymi w komercyjnych programach obliczeniowych (Tabl. 7, wiersze niezaciemnione). Programy te, jak np. ROBOT, wykorzystują przemieszczeniowe ujęcie MES i mają opcje wyboru różnych metod analizy, m.in. LBA dotyczących zagadnień stateczności, GNA dotyczących uwzględnienia efektów geometrycznie nieliniowych w ujęciu teorii II rzędu (rozszerzenie równań stateczności wykorzystywanych w LBA o niezerowy wektor oddziaływań) i teorii III rzędu (dużych przemieszczeń).

W celu uzyskania wiarygodnych wyników obliczeń, projektant musi posiadać podstawową wiedzę z zakresu modelowania konstrukcji (odzwierciedlenia modelu fizycznego skończone-elementowym modelem numerycznym) i algorytmów numerycznego rozwiązywania nieliniowych równań równowagi MES. W ujęciu praktycznym odnoszącym się np. do zagadnień stateczności i geometrycznie nieliniowej analizy sprężystej należy zwracać uwagę na następujące kwestie:

- model numeryczny powinien poprawnie odtworzyć zachowanie się konstrukcji, zarówno jeżeli chodzi o elementy prętowe jak i węzły,
- dyskretyzacja geometryczna powinna odpowiadać minimalnej liczbie elementów skończonych umożliwiających odtworzenie półfal odkształconej osi elementów odpowiadających kolejnym poziomom obciążeń bifurkacyjnych w modelu kontynualnym,
- wybór metody analizy geometrycznie nieliniowej (II lub III rzędu) oraz metody rozwiązania przyrostowych równań równowagi powinien być adekwatny do rozwiązywanego zadania.

Należy tutaj dodać, że w typowych przypadkach konstrukcji ramowych ortogonalnych oraz z załamanym rygłem dachowym można stosować metody analizy II rzędu i proste algorytmy przyrostowe lub przyrostowo-iteracyjne rozwiązywania nieliniowych równań równowagi.

Tablica 7. Atrybuty metod analizy płaskich układów prętowych [4]

Grupa metod analizy wg PN-EN 1993	Typ analizy w zależności od metody projektowania		Uwzględnienie geometrycznej nieliniowości		Uwzględnienie imperfekcji w analizie konstrukcji
	Projektowanie sprężyste	Projektowanie plastyczne	Efekt $P-\delta$	Efekt $P-\Delta$	
A ¹⁾	LA	MNA	-	-	-
	LBA ³⁾⁴⁾	MNBA ^{4), 5)}	+ ^{6), 7)}	+ ⁷⁾	
NA ^{1),8)}	PDNA ⁹⁾	PDMNA ⁹⁾	-	+	-
	GNA	GMNA	+	+	-
NIA ^{2),10)}	PDNIA ^{9),11)}	PDMNIA ^{9),11)}	-	+	+
	GNIA ¹²⁾	GMNIA ¹³⁾	+	+	+

¹⁾ Model konstrukcji idealnej.

²⁾ Model konstrukcji nieidealnej.

³⁾ Oszacowanie współczynników długości wybojeniowej prętów ściskanych z liniowo sprężystej analizy bifurkacyjnej.

⁴⁾ W układach o ortogonalnej i regularnej budowie (zbliżony rozkład sztywności prętów i sił podłużnych w słupach poszczególnych kondygnacji) można skorzystać z nomogramów do określania współczynnika długości wybojeniowej.

⁵⁾ Oszacowanie współczynnika długości wybojeniowej z uwzględnieniem redukcji sztywności elementów konstrukcji w wyniku uformowania się przegubów plastycznych.

⁶⁾ Układy traktowane jako nieprzechyłowe.

⁷⁾ Układy traktowane jako przechyłowe.

⁸⁾ Długości wybojeniowe określa się jako długości teoretyczne między punktami węzłowymi.

⁹⁾ Uprozczone metody analizy II rzędu, sprężyste PDNA i PDNIA oraz przegubów plastycznych PDMNA i PDMNIA, w których uwzględniono wpływ jedynie sił podłużnych na wielkość przywęzłowych momentów zginających w prętach; metody analizy możliwe do stosowania jedynie w ograniczonym zakresie.

¹⁰⁾ Sprawdzenie warunków nośności (stateczności) prętów jako całości jest wymagane jedynie w przypadku elementów niedostatecznie stężonych bocznie i/lub przeciwskrętnie (w układach prętowych wrażliwych na przestrzenną utratę stateczności).

¹¹⁾ Metoda analizy o bardzo ograniczonym zakresie zastosowania.

¹²⁾ Stan graniczny konstrukcji wynika z warunku nośności najbardziej wyczerpanego przekroju.

¹³⁾ Sprawdzenie warunków nośności przekroju nie jest wymagane za wyjątkiem przypadków, gdy w analizie fizycznie nieliniowej pomija się interakcję sił M-(N-V) lub M-N-(V) w przegubie plastycznym (w nawiasach podano siły przekrojowe, których interakcji z siłami podanymi poza nawiasem nie uwzględnia się w procesie plastycznej redystrybucji sił przekrojowych).

4 UWAGI KOŃCOWE

W opracowaniu przedstawiono zagadnienia projektowania konstrukcji w nawiązaniu do reguł i wymagań podanych w eurokodach konstrukcyjnych. Uwagę skupiono na eurokodach mających zastosowanie w projektowaniu konstrukcji stalowych złożonych z prętów walcowanych lub ich odpowiedników spawanych. Nie omawiano zagadnień sprawdzania nośności izolowanych elementów prętowych konstrukcji spawanych lub elementów blachownicowych. Omówiono natomiast te zagadnienia, które dotyczą modelowania i analizy układów konstrukcyjnych, w tym problematykę modelowania węzłów i kryteria dotyczące tych sytuacji projektowych, w których zachodzi potrzeba uwzględnienia ich charakterystyki w analizie konstrukcji i wyznaczaniu efektów oddziaływań.

Omówiono zasady budowy imperfekcyjnych modeli obliczeniowych konstrukcji oraz praktyczne reguły uwzględnienia w analizie tzw. równoważnych imperfekcji geometrycznych, globalnych i lokalnych. Przy ocenie nośności wg kryterium stanu granicznego elementu, zależnie od typu ramy i rodzaju analizy globalnej, imperfekcje i efekty niestateczności ogólnej uwzględnia się na dwa sposoby:

- a) częściowo za pomocą geometrycznie nieliniowej analizy globalnej, uproszczonej lub dokładnej w sensie założeń przyjmowanych w mechanice konstrukcji, częściowo zaś przez indywidualne sprawdzenia stateczności elementów przy przyjęciu długości wyboczeniowej równej długości teoretycznej między węzłami,
- b) w przypadku analizy geometrycznie liniowej, wyłącznie poprzez indywidualne sprawdzenia stateczności elementów, przyjmując długości wyboczeniowe ustalone dla globalnej formy utraty stateczności.

W przypadku oceny nośności wg kryterium stanu granicznego układu, imperfekcje lokalne i globalne uwzględnia się całkowicie w geometrycznie nieliniowej analizie globalnej 3D, II rzędu (umiarkowanie dużych przemieszczeń) lub III rzędu (dużych przemieszczeń), Sprawdzanie nośności elementów nie jest wówczas wymagane. W analizie sprężystej miarą wyczerpania nośności konstrukcji niewrażliwych na przestrzenne formy niestateczności jest osiągnięcie nośności przekroju najbardziej wyężonego elementu prętowego lub nośności węzła. W analizie plastycznej miarą wyczerpania nośności jest osiągnięcie punktu granicznego na ścieżce równowagi.

Eurokody konstrukcyjne kładą większy nacisk, niż krajowe normy zastępowane, na zagadnienia właściwego modelowania i wyboru metod analizy konstrukcji, są natomiast bardzo oszczędne w przytaczaniu szczegółowych wzorów i nomogramów z wytrzymałości materiałów, teorii stateczności czy nośności granicznej konstrukcji. W szerszym zakresie ujmują nieliniowe modele obliczeniowe, co wynika z faktu, że konstruktor ma w coraz szerszym zakresie dostęp do narzędzi komputerowego wspomaganie projektowania. W analizie numerycznej preferowane są dyskretne modele obliczeniowe i metody algebry liniowej. Z tych powodów powszechnym staje się stosowanie MES do budowy numerycznych modeli konstrukcji. Po raz pierwszy w normalizacji ujęto wymagania w zakresie modeli numerycznych MES (por. [6]). Posługiwanie się eurokodami wymaga więc od projektanta podstawowej wiedzy z zakresu modelowania i analizy konstrukcji metodą elementów skończonych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] PN-EN 1990: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] PN-EN 1993-1-1: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
- [3] PN-EN 1993-1-8: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [4] Giżejowski M.: Układy konstrukcyjne: Modele obliczeniowe. Rozdział 4, Budownictwo ogólne, tom V: Stalowe konstrukcje budynków projektowanych według eurokodów z przykładami obliczeń (praca zbiorowa pod kierunkiem M. Giżejowskiego i J. Ziółko). Arkady, Warszawa 2010, s. 143-260.
- [5] Simoes da Silva L., Simoes R., Gervasio H.: Design of Steel Structures. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. ECCS Eurocode Design Manuals. Ernst&Sohn, Berlin, 2010.
- [6] PN-EN 1993-1-5: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Blachownice.
- [7] Beg D., Kuhlmann U., Davaine L., Braun B.: Design of Plated Structures. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-5: Design of plated structures. ECCS Eurocode Design Manuals. Ernst&Sohn, Berlin, 2010.

- [8] Kindmann R., Kraus M.: *Steel Structures: Design using FEM*. Ernst&Sohn, Berlin, 2011.
- [9] PN-EN 1090-2: *Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych – Część 2: Warunki techniczne wykonania i odbioru konstrukcji stalowych*.
- [10] Chen W.F., Toma S. (Eds.): *Advanced Analysis of Steel Frames – Theory, Software and Applications*. CRC Press, Boca Raton 1994.
- [11] Chen W.F., Kim S-E.: *LRFD – Steel Design using Advanced Analysis*. CRC Press, Boca Raton 1997.
- [12] Chen W.F. (Ed.): *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*. World Scientific, Singapore 2000.
- [13] Bródka J., Barszcz A., Giżejowski M., Kozłowski A.: *Sztywność i nośność stalowych ram przechyłowych o węzłach podatnych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2004.
- [14] Borkowski A., Sawczuk A.: *Nośność graniczna i optymalizacja plastycznych konstrukcji prętowych, Część 3 (pod kierunkiem Z. Waszczyszyna)*. Rozdział 11, *Mechanika budowli – Ujęcie komputerowe*. Arkady, Warszawa 1995, s. 255-311.
- [15] Biegus A.: *Obliczanie poprzecznych stężeń dźwigarów wspornikowych*. Materiały Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej KONSTRUKCJE METALOWE – ICMS, Wrocław 2011, CD, s. 416-423.
- [16] Biegus A.: *Projektowanie konstrukcji stalowych. Cz. 3: Eurokody - Projektowanie konstrukcji budowlanych według eurokodów*. Zeszyty Edukacyjne Buildera, Warszawa 2011, s. 46-89.
- [17] Waszczyszyn Z., Cichoń Cz.: *Podstawowe wiadomości o nieliniowej analizie konstrukcji, Część 3 (pod kierunkiem Z. Waszczyszyna)*. Rozdział 10, *Mechanika budowli – Ujęcie komputerowe*. Arkady, Warszawa 1995, s. 193-254.

MODELLING AND ANALYSIS OF STRUCTURES

Summary

Aspects of structural modelling and analysis according to Eurocodes are presented in this paper. It focuses on important, general topics that are required in design of steel structures. Categories of structures are dealt with that distinguish between the design situations of modelling the behaviour of wall and slab panels, taking into account their participation in the following: a) distribution of internal forces, b) restraining the frame elements in the out-of-plane direction, and c) transfer of loads onto the frame elements. Requirements with regard to certain methods of structural analysis to be used in design are summarized and related to situations met in practice. Aspects of the evaluation of imperfections impact on the performance of frameworks and bracing systems are also briefly presented. Finally, basic requirements for design using advanced analysis are summarized.

Milan HOLICKY¹

Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Czech Republic

STRUCTURAL CODES – RELATIONSHIP BETWEEN SCIENCE AND PRACTICE

ABSTRACT

The theory of structural reliability becomes a powerful scientific tool used for the development of new standards, and alternatively for the direct verification of new and existing structures. It is demonstrated that recently revised national and international standards for structural design including ISO standards and Eurocodes are already based on probabilistic concepts, mathematical statistics and on the theory of structural reliability. The background documents of Joint Committee on Structural Safety (JCSS) constitute a common basis for defining design rules relevant to the construction, use and verification of wide majority of buildings and civil engineering works. The key role in the design of new and particularly in assessment of existing structures is played by the target reliability level and the concept of reliability differentiation. Further, the scientific bases formed by the First Order Reliability Methods (FORM) provide effective methods for probabilistic code calibration based on the concept of limit states in conjunction with the partial factors methods. Foreseen future development and revisions of the present structural codes presuppose systematic use of the probabilistic theory of structural reliability.

Keywords: structural codes, reliability theory, probabilistic concepts

1 INTRODUCTION

Important developments in the application of the theory of structural reliability to codified design have intensified since the last revision of ISO 2394 [1] in 1998. In the field of limit states design, the implementation of principles of structural reliability for establishing the basis for structural design for Eurocode in EN 1990:2002 [2] is a significant application and further development of ISO 2394:1998 [1]. Other newly published International Standards include ISO 13822:2001 [3] and ISO 22111:2007 [4]. The scientific basis of structural design was developed extensively in the JCSS Model Code (2001) [5], and has been updated continuously. The context of structural reliability is developed furthermore through standards for risk assessment, such as the International Standard ISO 13824:2009 [6] and the JCSS Guideline on Risk Assessment (2008) [7].

The paper considers the process for the revision of a number of national codes in

¹ Milan.Holicky@klok.cvut.cz

accordance to principles for standards development (ISO 2394:1998 [1] and EN 1990:2002 [2]), including the reference, supporting background (Gulvanessian et al., 2002), [8], (Holický, 2009) [9] and guiding information (Retief and Wium, 2010) [10]. An important question of the target reliability levels and reliability differentiation for newly designed and existing structures is thoroughly discussed. Further, the reliability bases formed by the First Order Reliability Methods (FORM) [9] are critically reviewed and methods of probabilistic code calibration are presented. Finally, suggestions for possible revisions and updating of the present operational design methods of partial factors are proposed.

2 TARGET RELIABILITY LEVEL

The target reliability level required in design of new or assessment of existing structures is the first inevitable step to relate science and practice. Recommended target reliability levels, expressed commonly by reliability indexes $\beta = -\Phi^{-1}(p)$, where $\Phi()$ denotes the distribution function of the standardized normal distribution and p the failure probability, are given in several documents [1,2,5]. In EN 1990 [2] the target reliability index β is given for two reference periods (1 year and 50 years) (see Tab. 1). No explicit link between the target reliability level and the design working life is provided.

Table 1. Reliability classification in accordance with EN 1990 [2]

Reliability classes	Consequences of structural failure	Reliability index β for reference period		Examples of buildings and civil engineering works
		1 year	50 years	
RC3 – high	High	5,2	4,3	Bridges, public buildings
RC2 – normal	Medium	4,7	3,8	Residences and offices
RC1 – low	Low	4,2	3,3	Agricultural buildings

It should be underlined that a couple of β values (for 1 year and 50 years) given in Tab. 1 for each reliability class corresponds to the same reliability level. Practical application of these values, however, depends on the time period considered in the verification, which may be linked to available probabilistic information concerning time variant basic variables (imposed load, wind, earthquake, etc.).

For example, considering a structure of reliability class 2 and the design working life 50 years, the reliability index $\beta = 3,8$ should be used provided that probabilistic models of basic variables are available for this period. The same reliability level is achieved when the reference period 1 year and $\beta = 4,7$ are applied using the theoretical models for one year.

A more detail recommendation concerning reliability levels is provided by ISO 2394 [1], where the target reliability indexes are indicated for the whole design working life (without any limitation) and related not only to the consequences, but also to the relative costs of safety measures (see Tab. 2).

Table 2. Target reliability indexes β (life-time, examples) in accordance with ISO 2394 [1].

Relative costs of safety measures	Consequences of failure			
	small	some	moderate	great
High	0	1,5	2,3	3,1
Moderate	1,3	2,3	3,1	3,8
Low	2,3	3,1	3,8	4,3

Similar recommendation is provided in the JCSS Probabilistic model code [6] (Tab. 3). Recommended target reliability indexes are also related to both the consequences and to the relative costs of safety measures, however, for the reference period 1 year. The consequences classes in [5] (similar to those in EN 1990 [2]) are linked to the ratio ρ defined as the ratio between the total costs (costs of construction plus direct failure costs) and construction costs as follows:

- Class 1 Minor Consequences: ρ is less than approximately 2; risk to life, given a failure, is small to negligible, and economic consequences are small or negligible (e.g. agricultural structures, silos, masts);
- Class 2 Moderate Consequences: ρ is between 2 and 5; risk to life, given a failure, is medium, or economic consequences are considerable (e.g. office buildings, industrial buildings, apartment buildings);
- Class 3 Large Consequences: ρ is between 5 and 10; risk to life, given a failure, is high, or economic consequences are significant (e.g. main bridges, theatres, hospitals, high rise buildings).

Table 3. Tentative target reliability indexes β (and associated target failure rates) related to one year reference period and ultimate limit states in accordance with JCSS [5].

Relative costs of safety measures	Minor consequences of failure	Moderate consequences of failure	Large consequences of failure
Large	$\beta = 3,1 (p \approx 10^{-3})$	$\beta = 3,3 (p \approx 5 \times 10^{-4})$	$\beta = 3,7 (p \approx 10^{-4})$
Normal	$\beta = 3,7 (p \approx 10^{-4})$	$\beta = 4,2 (p \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (p \approx 5 \times 10^{-6})$
Small	$\beta = 4,2 (p \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (p \approx 5 \times 10^{-6})$	$\beta = 4,7 (p \approx 10^{-6})$

Both documents [1] and [5] seem to recommend the reliability indexes lower than those given in EN 1990 [2] even for the “small relative costs” of safety measures. It should be noted that EN 1990 [2] gives the reliability indexes for two reference periods 1 and 50 years, which can be accepted as the design working life for common structures. ISO 2394 [1] recommends indexes for “life-time, examples”, thus related to the design working life, and Probabilistic Model Code [5] provides reliability indexes for the reference period of 1 year.

However, a clear link between the design working life and the target reliability level is not apparent from any of the above mentioned documents. Thus, it is not clear what the target reliability index should be used for a given design working life different from 50 years (say 10 years). Obviously, it is desired to clarify the link between the design working life and the reliability index and to provide guidance for specification of the target reliability level for a given design working life. It appears that the results of probabilistic optimization should be supplemented by practical recommendations.

3 DESIGN VALUE METHOD

The design value method is a very important step from probabilistic design methods toward operational partial factors method. The design value method is directly linked to the basic principle of EN 1990 [2], according to which it should be verified that no limit state is exceeded when the design values of all basic variables are used in the models of structural resistance R and action effect E . Thus, if the design values E_d and R_d of E and R are determined considering the design values of all basic variables, then a structure is considered as reliable, when the following expression holds

$$E_d < R_d \quad (1)$$

where the design values E_d and R_d are symbolically expressed as

$$E_d = E\{F_{d1}, F_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots\} \quad (2)$$

$$R_d = R\{X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots\} \quad (3)$$

Here, E denotes a function describing the action effect, R denotes a function describing the structural resistance, F is a general symbol for actions, X for material properties, a for geometrical properties, and θ for model uncertainties. Subscript 'd' refers to design values.

If only two variables E and R are considered, then the design values E_d and R_d may be found using the following formulae

$$P(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \beta) \quad (4)$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \beta) \quad (5)$$

where β is the target reliability index, α_E and α_R , with $|\alpha| \leq 1$, are the values of the FORM sensitivity factors [2, 9]. The sensitivity factor α_E is negative for unfavourable actions and action effects (in EN 1990 [2] $\alpha_E = -0,7$), the resistance sensitivity factor α_R is positive (in EN 1990 [2], $\alpha_R = 0,8$).

4 PARTIAL FACTOR METHOD

In accordance with the partial factor methods accepted in EN 1990 [2] the design values of the basic variables, X_d and F_d , are usually not introduced directly into the design expressions. They are commonly expressed in terms of their representative values X_{rep} and F_{rep} , which may be:

- the characteristic values X_k and F_k , i.e. values with a prescribed or intended probability of being exceeded, for example for actions, material properties and geometrical properties;
- the nominal values X_{nom} and F_{nom} , which may be treated as characteristic values for material properties and design values for geometrical properties.

The representative values X_{rep} and F_{rep} should be divided and/or multiplied, respectively, by the appropriate partial factors to obtain the design values X_d and F_d . Considering the representative values X_{rep} and F_{rep} by their characteristic values X_k and F_k , the design values X_d and F_d can be expressed as

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (6)$$

$$F_d = \gamma_F F_k \quad (7)$$

where γ_M denotes the partial factor of materials properties, and γ_F the partial factor of action.

Both partial factors γ_M and γ_F are in most cases greater than 1.

As described in the following sections, both partial factors γ_M and γ_F should include model uncertainties, which may significantly affect the reliability of a structure. As stated in EN 1990, design values for model uncertainties may be incorporated into the design expressions through the partial factors γ_{Ed} and γ_{Rd} applied as follows:

$$E_d = \gamma_{Ed} E\{\gamma_{gj} G_{kj}; \gamma_P P; \gamma_{q1} Q_{k1}; \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{ki}; a_d \dots\} \quad (8)$$

$$R_d = R\{\eta X_k / \gamma_m; a_d \dots\} / \gamma_{Rd} \quad (9)$$

Here η denotes a conversion factor appropriate to the material property. The coefficient ψ , which takes account of reductions in the design values of variable actions, is applied as ψ_0 , ψ_1 or ψ_2 to simultaneously occurring accompanying variable actions. The following simplifications may be made to Eqn. (8) and (9).

a) On the loading side (for a single action or where linearity of action effects exists):

$$E_d = E \{\gamma_{F,i} F_{rep,i}, a_d\} \quad (10)$$

b) On the resistance side the general format is given in Eqn. (9), and further simplifications may be modified in the relevant material-oriented documents.

The relation between individual partial factors in Eurocodes is schematically indicated in Fig. 1. In accordance with Fig. 1 the partial factor γ_F may be split into the load intensity uncertainty factor γ_f and model uncertainty factor γ_{Ed} . Similarly, the partial factor γ_M may be split into the material property factor γ_m and resistance model uncertainty factor γ_{Rd} . Generally, it holds that

$$\gamma_F = \gamma_f \gamma_{Ed} \quad (11)$$

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd} \quad (12)$$

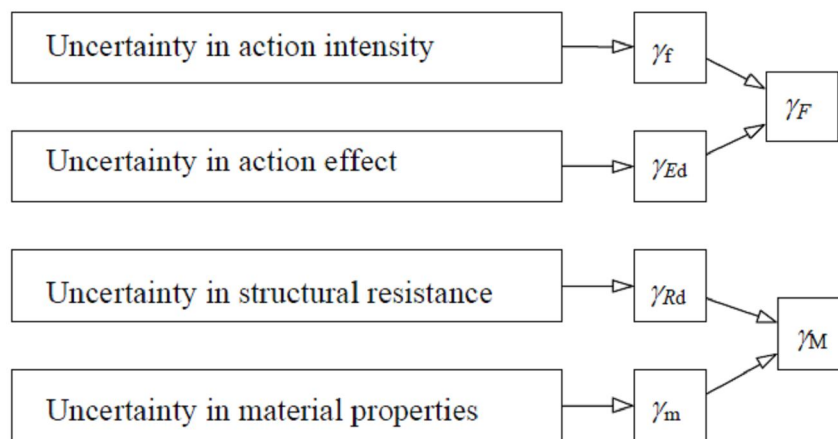


Fig. 1. Partial factors in Eurocodes (EN 1990:2002 [2])

Numerical values of both factors of model uncertainty depend on particular conditions and should be derived from previous experience and available experimental data. The load effect factor γ_{Ed} may be expected within the interval from 1,05 to 1,15. The resistance factor γ_{Rd} depends on the construction materials and behaviour of the structural member. For example, uncertainty of the bending capacity of a steel beam will be lower (about 1,05) than uncertainty of a welded connection capacity (about 1,15).

5 PARTIAL FACTORS FOR MATERIAL

Partial factor for resistance γ_m is defined in Eqn. (13) by fractiles X_k and X_d . Taking into account general expression for fractiles of random variables the factor γ_m may be written as

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{\mu_X + u_{0.05} \sigma_X}{\mu_X + u_p \sigma_X} = \frac{1 + u_{0.05} w_X}{1 + u_p w_X} \quad (13)$$

$$p = \Phi(-0.8\beta)$$

where w_X denotes coefficients of variation of X , $u_{0.05}$ or u_p denotes 5%- or p -fractile of the standardised random variable having the same probability distribution as the resistance X .

Fig. 2 and 3 show the variation of the partial factor γ_R of the material property X with the reliability index β for selected values of the coefficient of variation w_R given for a normal distribution by Eqn. (13) (Fig. 2), and a log-normal distribution by Eqn. (14) (Fig. 3).

Assuming a log-normal distribution of X , then the fractiles u_p in Eqn. (13) must be taken from the standardised log-normal distribution. In the case of a log-normal distribution having the lower bound at zero, Eqn. (13) may be written as

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{\frac{1}{\sqrt{1+w_X^2}} \exp\left(u_{0.05} \sqrt{\ln(1+w_X^2)}\right)}{\frac{1}{\sqrt{1+w_X^2}} \exp\left(u_p \sqrt{\ln(1+w_X^2)}\right)} \cong$$

$$\cong \frac{\exp(u_{0.05} \times w_X)}{\exp(u_p \times w_X)}, \quad p = \Phi(-0.8\beta) \quad (14)$$

where u denotes now the normal standardised variable, for which detail tables are commonly available.

Note that the approximation indicated in the last expression in Eqn. (14) is fully acceptable for small coefficients of variation $w_X (< 0.2)$.

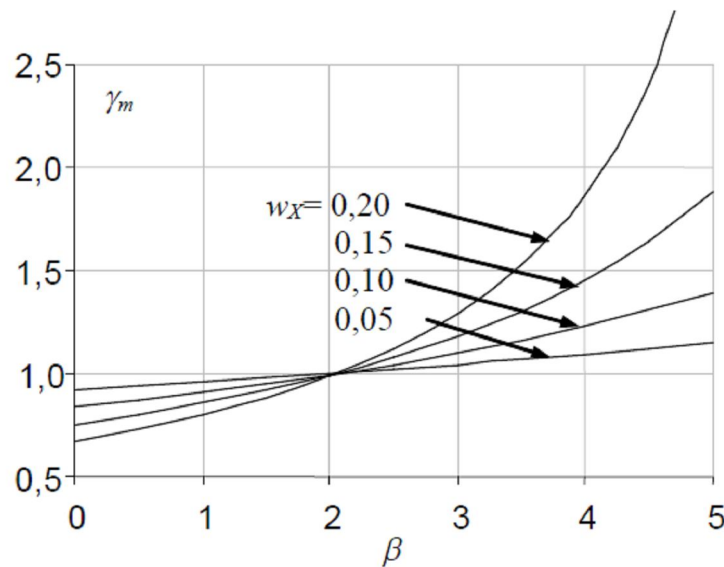


Fig. 2. Variation of γ_m with β for selected coefficients of variation w_X and normal distribution of X

Fig. 4 shows the dependence of the partial factor γ_m on the coefficient of variation w_X for three types of distribution functions: a normal N , a log-normal LN with the lower bound at zero ($x_0 = 0$) and a log-normal distribution LN with the skewness $\alpha = 0,5$ assuming $\beta = 3,8$.

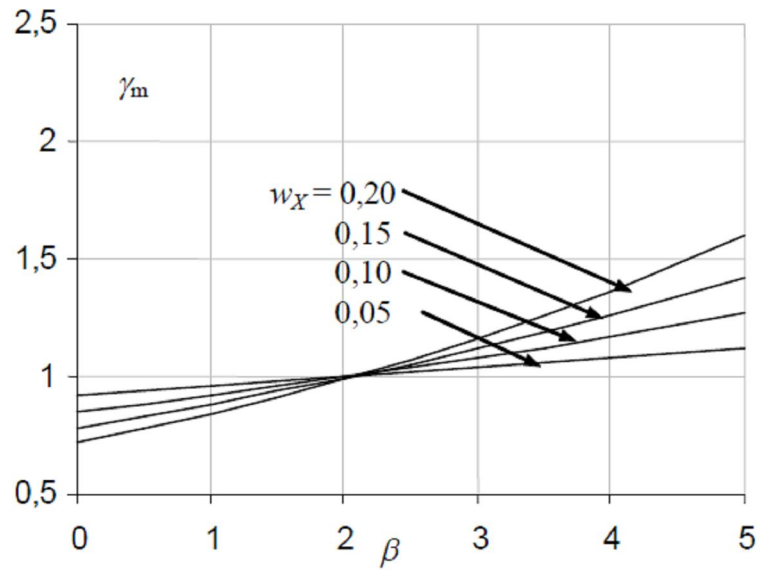


Fig. 3. Variation of γ_m with β for selected coefficients of variation w_X and log-normal distribution of X .

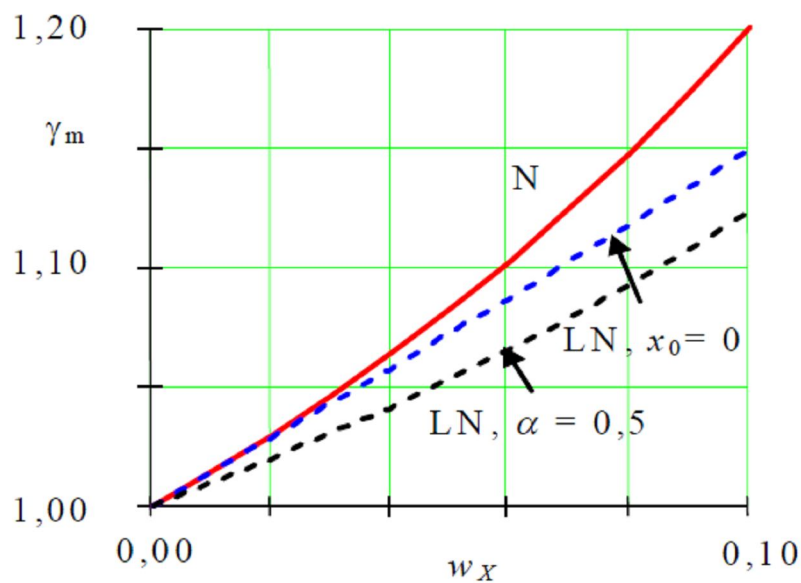


Fig. 4. Variation of γ_m with β for selected coefficients of variation w_X , normal and log-normal distribution of X

6 PARTIAL FACTOR FOR PERMANENT LOAD

Consider a permanent load G (self-weight) having a normal distribution. It is assumed that the characteristic value G_k of G is defined as the mean μ_G :

$$G_k = \mu_G \quad (15)$$

Thus the design value G_d is given as

$$G_d = \mu_G - \alpha_G \times \beta \times \sigma_G = \mu_G (1 + 0,7 \times \beta \times w_G) \quad (16)$$

In Eqn. (16) μ_G denotes the mean, σ_G the standard deviation, w_G the coefficient of variation and $\alpha_G = -0,7$ the sensitivity factor of G .

The partial factor γ_G of G is given as

$$\gamma_g = G_d / G_k \quad (17)$$

Taking into account Eqn. (15) and (16) it follows from Eqn. (17) that

$$\gamma_g = (1 + 0,7 \times \beta \times w_G) \quad (18)$$

Fig. 5 shows the variation of the partial factor γ_G with the reliability index β for selected values of the coefficient of variation w_G .

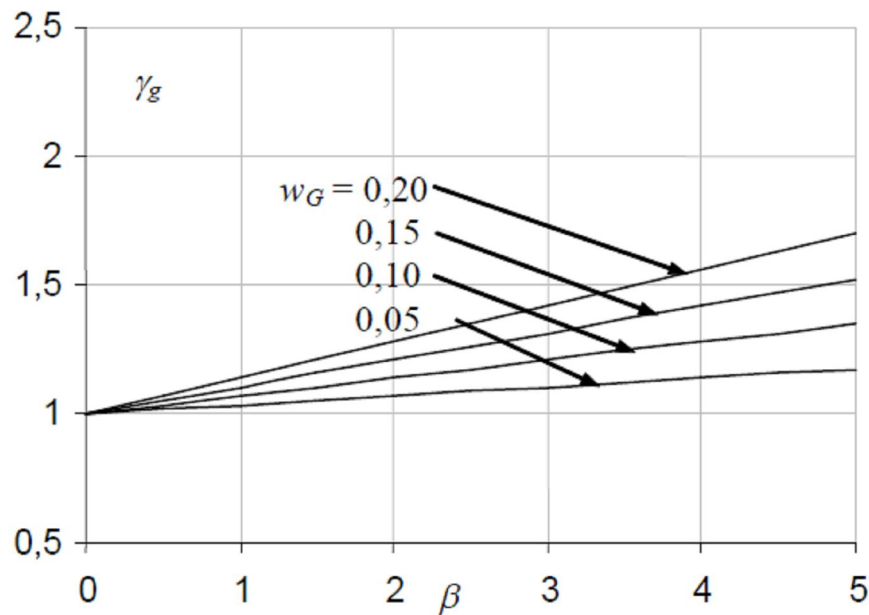


Fig. 5. Variation of the partial factor γ_G with the reliability index β for selected values of the coefficient of variation w_G

7 PARTIAL FACTOR FOR VARIABLE LOADS

A similar procedure as in the case of the permanent load G can be used for estimation of the partial factors γ_Q for variable loads Q . Assuming the Gumbel distribution the characteristic value is usually defined as 0,98 fractile of annual extremes (or extremes related to a certain basic reference period) and is given as

$$Q_k = \mu_Q (1 - w_Q (0,45 + 0,78 \ln(-\ln(0,98)))) \quad (19)$$

The design value Q_d related to the working life described by period ratio N is given as [9]

$$Q_d = \mu_Q (1 - w_Q (0,45 - 0,78 \alpha_T \ln(N) + 0,78 \ln(-\ln(\Phi^{-1}(-\alpha_E \beta)))) \quad (20)$$

In Eqn. (19) and (20) μ_Q denotes the mean, w_Q the coefficient of variation of extreme values of Q determined for the basic reference periods (for 1 or 5 years), N denotes the ratio of the working design life, for example 50 years, and the basic reference period. As an example, the period ratio $N = 10$ ($= 50/5$) is considered below. Finally, $\alpha_E = -0,7$ is the

sensitivity factor of Q and α_T is the time-sensitivity factor given by the ratio w'_Q / w_Q , where w'_Q denotes the coefficient of variation of the time-dependent component of Q and w_Q denotes the coefficient of variation of the total Q . When Q depends on time-dependent components only, $w'_Q = w_Q$ and $\alpha_T = 1$. Note that the reliability index β in Eqn. (20) is related to the design working life (for example to 50 years) and not to the basic reference period (for example to 1 or 5 years). The partial factor γ_Q of Q is given as

$$\gamma_Q = Q_d / Q_k \quad (21)$$

The partial factor γ_Q of a variable action Q defined by Eqn. (21) depends on five parameters. In addition to w_Q , α_E , β (used also in the case of time-invariant basic variables), the partial factor of variable actions γ_Q depends also on the period ratio N and on the time-sensitivity factor α_T . Fig. 6 shows the variation of γ_Q with the coefficients of variation w_Q for selected values of β assuming a Gumbel distribution of Q , and the period ratio $N = 10$ (the design working life 10 times greater than the basic reference period) and the time-sensitivity factor $\alpha_T = 1$ (no time-independent components).

It should be noted that the time-variant component may have a considerably lower variability than the total action Q , and, therefore, a reduced coefficient of variation should be considered in Eqn. (20) for estimating time-variant effects ($\alpha_T < 1$). Consequently, the predicted design value Q_d and the partial factor γ_Q would decrease. Without going into details, it appears that the value $\gamma_Q = 1,5$, which is recommended in EN 1990 [2], is a reasonable approximation corresponding to the reliability index $\beta = 3,8$, the coefficient of variation $w_Q = 0,3$ (that may be considered as a reduced coefficient of variation of the extremes of Q) and to the period ratio $N = 10$ (the design working life being 10 times of the basic reference period).

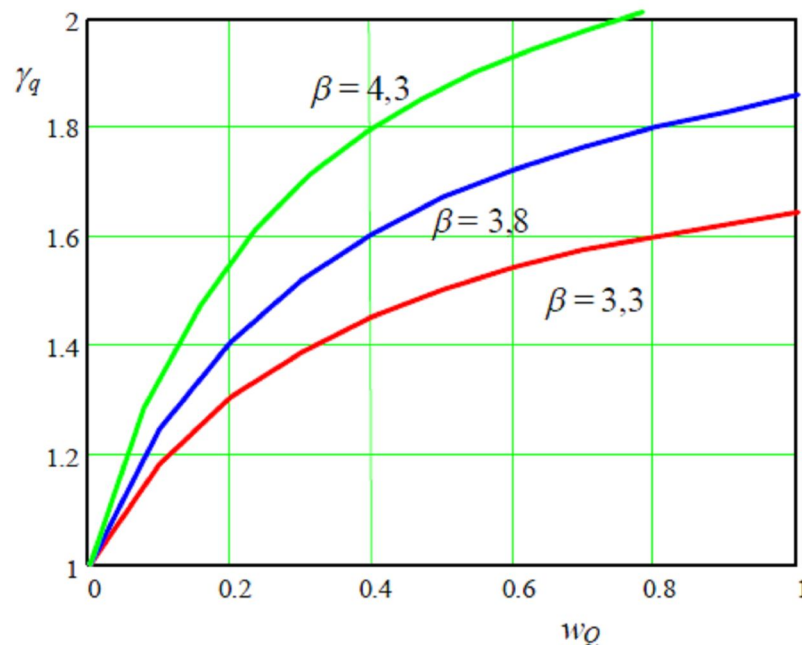


Fig. 6. Variation of γ_Q with the coefficients of variation w_Q for selected values of β assuming a Gumbel distribution of Q , period ratio $N=10$ and $\alpha_T = 1$

Fig. 7 shows the variation of γ_Q with the reliability index β for selected coefficients of variation w_Q assuming again a Gumbel distribution of Q , and the period ratio $N = 10$.

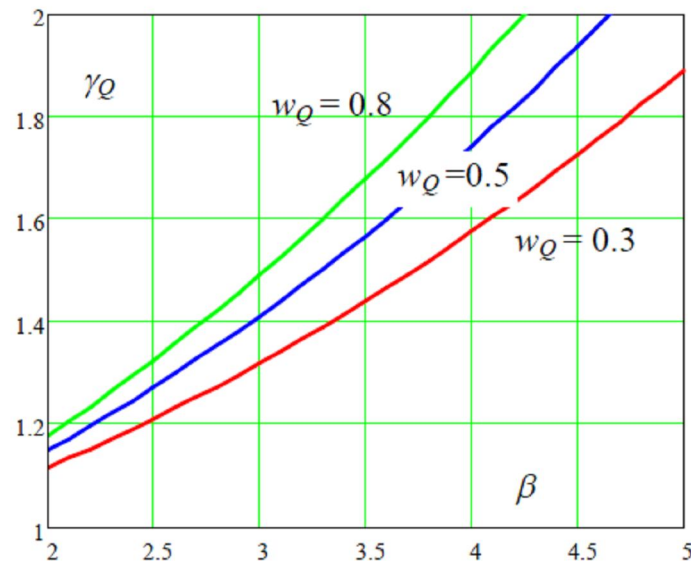


Fig. 7. Variation of γ_Q with the reliability index β for selected values of the coefficients of variation w_Q assuming a Gumbel distribution of Q , period ratio $N = 10$ and $\alpha_T = 1$

8 PARTIAL FACTOR FOR WIND ACTION

A typical example of a variable load Q affected significantly by time-invariant components is the wind action. The wind pressure (or force) may be generally written as (JCSS 2001 [5])

$$q = 0,5\rho v^2 c_r c_a c_g c_d = Q_{\text{ref}} c_r c_a c_g c_d \quad (22)$$

where $Q_{\text{ref}} = 0,5 \rho v^2$ denotes the time-variant reference pressure dependent on the air density ρ (deterministic quantity equal to $1,25 \text{ kg/m}^3$) and the wind speed v (having the characteristic value based on the annual extremes, for example 26 m/s). The roughness factor c_r , aerodynamic shape factor c_a , gust factor c_g and dynamic factor c_d may be considered as time-invariant random variables depending on structural and environmental conditions.

Tab. 1 shows indicative parameters of the variables entering Eqn. (22), which are adopted from JCSS 2001 [5]. However, the parameters are significantly dependent on particular conditions. Moreover, the indications provided in literature are rather inconclusive.

Table 4. Indicative parameters of the wind components

Symbol	Name of the variable	Relative mean	Coef. of var. w_Q
Q_{ref}	Annual extreme	0,8	0,25
c_r	Roughness factor	0,8	0,15
c_a	Aerodynamic factor	1,0	0,20
c_g	Gust factor	1,0	0,15
c_d	Dynamic factor	1,0	0,15

The following results should therefore be considered as indicative findings only. Nevertheless, the submitted general procedures for determining the partial factor γ_Q may be applied for more specific characteristics of wind components, a given structure and environmental conditions.

Considering the parameters of wind components indicated in Tab. 4, the resulting coefficient of annual wind action (wind pressure or force) is about $w_Q = 0,4$ (the expected range is from 0,3 to 0,6) and the time-sensitivity factors $\alpha_T = 0,6$ [9] (the expected range is from 0,5 to 0,8). It is assumed that both the reference pressure Q_{ref} and the wind action q may be approximately described by Gumbel distribution.

Fig. 8 shows the variation of γ_Q with the coefficient of variation w_Q for the reliability index $\beta = 3,8$, $N = 50$ and $\alpha_T = 0,5; 0,6; 0,8$ and $1,0$ (the extreme case $\alpha_T = 1,0$ is indicated in Fig. 8 by a dashed line) assuming approximately a Gumbel distribution for both Q_{ref} and q . It follows from Fig. 8 that the partial factor γ_Q may be significantly affected by the time-sensitivity factor α_T , particularly for the coefficient of variation V_Q expected for annual extremes of wind pressure (around 0,4). Note that for the coefficient of variation $w_Q = 0,4$ and the sensitivity factor $\alpha_T = 0,6$ the partial factor γ_Q is about 1,6, which is a slightly greater value than the value 1,5 recommended in EN 1990 [2]. However, taking into account the expected reduction of the actual mean of the reference pressure Q_{ref} and the roughness factor c_r indicated in Tab. 4, the partial factor $\gamma_Q = 1,5$ seems to be a reasonable value. Note that for $w_Q = 0,4$ and the time-sensitivity factor $\alpha_T = 1,0$ (valid in case of no time-independent components) the partial factor is $\gamma_Q = 1,85$ (see Fig. 8). Obviously, further research is needed to specify plausible statistical parameters of wind actions.

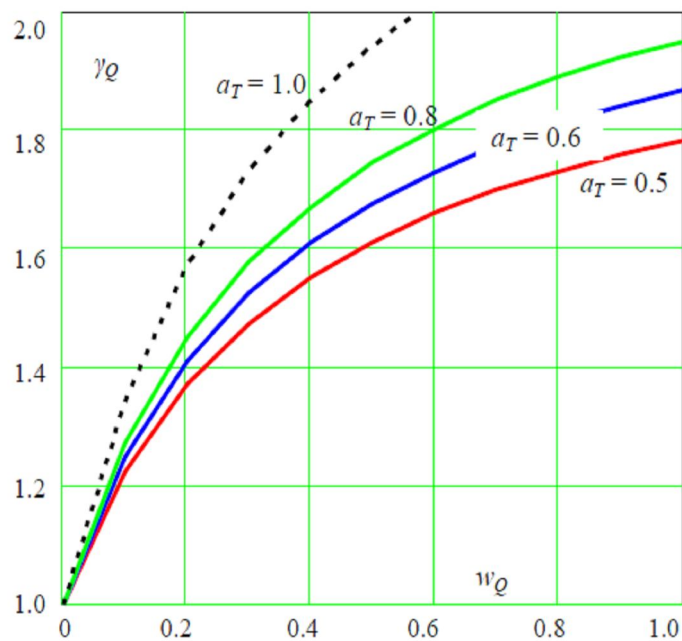


Fig. 8. Variation of γ_Q with the coefficient of variation w_Q for the reliability index $\beta = 3,8$, $N = 50$ and $\alpha_T = 0,5; 0,6; 0,8$ and $1,0$, assuming a Gumbel distribution for Q_{ref} and q

9 PARTIAL FACTORS FOR GIVEN DESIGN WORKING LIFE

Partial factors for variable loads may be specified assuming a given reliability index and design working life (characterised by period ratio N) using Eqn. (19), (20) and (21). Fig. 9 shows the variation of γ_Q with the reliability index β and period ratio N for selected coefficients of variation $w_Q = 0,4$, assuming again Gumbel distribution of Q and the time-sensitivity factor $\alpha_T = 0,6$ (valid approximately for wind). Similar diagrams may be constructed for lower factor α_T .

It follows from Fig. 9 that the partial factor increases with increasing reliability index β and with increasing design working life described by the period ratio N . For the coefficient of variation $w_Q = 0,4$, reliability index $\beta = 3,0$ and period ratio $N = 10$, the partial factor $\gamma_Q = 1,3$. However, if the period ratio $N = 50$, then $\gamma_Q = 1,38$. However, the effect of model uncertainty indicated in Fig. 1 should be taken into account.

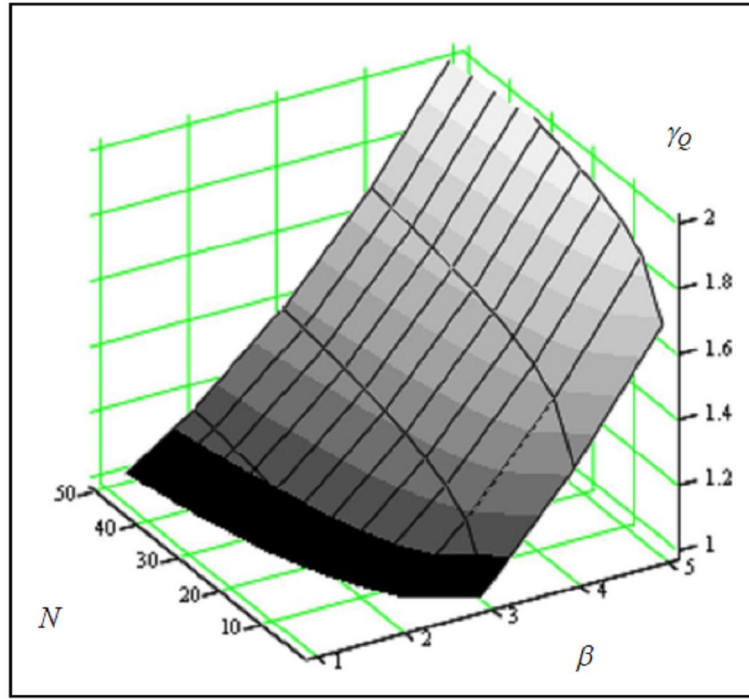


Fig. 9. Variation of γ_Q with the reliability index β and period ratio N for the coefficients of variation $w_Q = 0,4$, assuming Gumbel distribution of Q and the time-sensitivity factor $\alpha_T = 0,6$ (wind action)

Thus Fig. 9 provides an important tool for assessing partial factors of variable actions for a given reliability level and design working life. So it can be used for reliability differentiation and verification of new as well as existing structures.

10 COMBINATION VALUE OF VARIABLE LOADS

The relationships for combination factors ψ_0 may be derived in several ways. Based on Turkstra's rule, the design combination value Q_{cd} is selected as a fractile of the Q_c corresponding to the probability $\Phi(-0,4\alpha_E\beta)$, thus

$$\Phi_Q(Q_{cd}) = \Phi(-0,4\alpha_E\beta) \quad (23)$$

where $\alpha_E = 0,7$ is a weighting factor for the variable action Q . The combination factor ψ_0 follows from Eqn. (23) as

$$\psi_0 = \frac{Q_{cd}}{Q_{\max,d}} = \frac{\Phi_{Q_c}^{-1}(\Phi(0,4 \times 0,7\beta))}{\Phi_{\max}^{-1}(\Phi(0,7\beta))} = \frac{\Phi_{\max}^{-1}(\Phi(0,4 \times 0,7\beta)')}{\Phi_{\max}^{-1}(\Phi(0,7\beta))} \quad (24)$$

If the distribution $\Phi_{Q_{\max}}(q)$ is approximated by the normal distribution, then Eqn. (24) leads to the formula

$$\psi_0 = \frac{1 + \Phi^{-1}(\Phi(0,4\alpha_E\beta)^r)w}{1 + \alpha_E\beta w} \quad (25)$$

which may be approximated as indicated in [2]

$$\psi_0 = \frac{1 + (0,4\alpha_E\beta - 0,7\ln(r))w}{1 + \alpha_E\beta w} \quad (26)$$

Note that w denotes the coefficient of variation related to the extremes within the reference period T (50 years).

Considering Gumbel distribution, the relationship (24) becomes

$$\psi_0 = \frac{1 - w\{0,45 + 0,78\ln[-\ln(\Phi(0,4\alpha_E\beta))] + \ln(r)\}}{1 - w\{0,45 + 0,78\ln[-\ln(\Phi(\alpha_E\beta))]\}} \quad (27)$$

where w denotes the coefficient of variation of the probability distribution $\Phi_{Q_{\max}}(q)$ related to the reference period T (50 years).

As an example, consider an accompanying wind action W combined with a leading imposed action Q , assuming a required working life $T = 50$ years. Considering Turkstra's rule, annual extremes of the wind W should be combined with the 50 years extreme of the imposed load Q . For the leading action Q , it is assumed that it changes every 5 years, thus $r_1 = T/\tau_1 = 50/5 = 10$, for the accompanying action – wind W – annual extremes are considered, thus $r_2 = T/\tau_2 = 50/1$. It follows that $r = r_2/r_1 = 5$. The coefficient of variation w of the 50 years wind maximum is expected within the interval from 0,2 to 0,4. The factor ψ_0 , determined using the three relationships derived above, Eqn. (25), (26) and (27), is shown in Fig. 10 as a function of the coefficient of variation w .

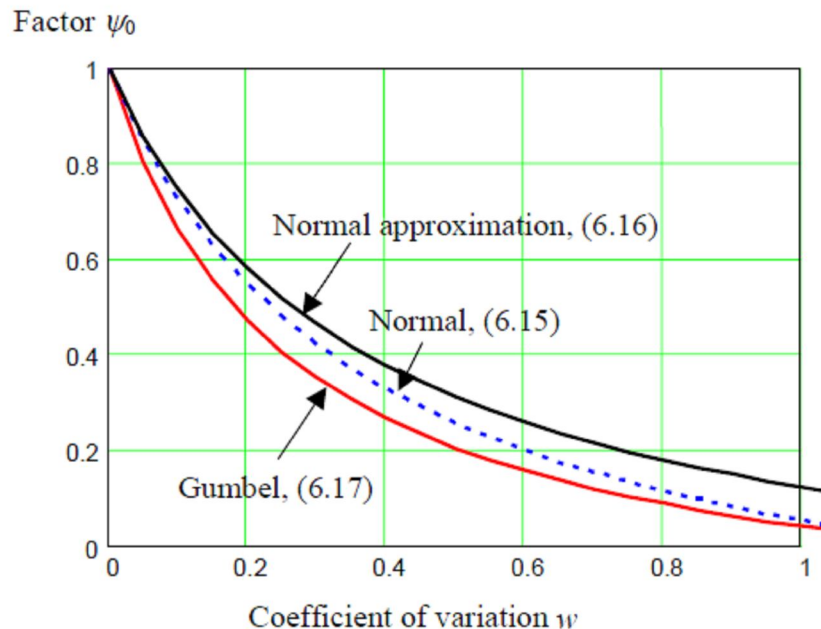


Fig. 10. Factor ψ_0 for wind assuming $r = 10$

It follows from Fig. 10 that the three expressions used to calculate ψ_0 yield similar results. With increasing coefficient of variation w the factor ψ_0 decreases. It is interesting to note that for the coefficient of variation $w = 0,3$ the factor $\psi_0 \cong 0,4$, which is considerably

lower than the value recommended in the present version of EN 1990 [2] (where the value 0,7 is indicated). However, if the coefficient of variation $w = 0,2$, then $\psi_0 > 0,4$.

Eqn. (25), (26) and (27) are also given in Appendix A to Eurocode EN 1990 [2], where other combination values of the variable load $Q(t)$ for usual cases are recommended too. Besides the combination values $\psi_0 Q_k$ of random actions, yet other reductions of the characteristic values of random actions are applied in international documents: the frequent value $\psi_1 Q_k$ and the quasi-permanent value $\psi_2 Q_k$. Generally these reduced values are called the representative values of random actions. They are applied in various combinations of actions for ultimate limit states and serviceability limit states with regard to the type of design situation [2]. The frequent value $\psi_1 Q_k$ of random load $Q(t)$ is determined in such a way that the total period of time when this value is exceeded over a certain reference period is a small part (0,01) of this interval. The quasi-permanent value $\psi_2 Q_k$ of the random load $Q(t)$ is defined as the value, which is exceeded during a considerable part (0,5) of the reference period (this is how it differs from the frequent value).

The relationship between the characteristic value Q_k , combination value $\psi_0 Q_k$, frequent value $\psi_1 Q_k$ and quasi-permanent value $\psi_2 Q_k$ of a random action is shown in a schematic way in Fig. 11. Relative values of the representative values indicated in Fig. 11 correspond approximately to the values recommended in Eurocode 1: $\psi_0 \approx 0,7$, $\psi_1 \approx 0,5$ and $\psi_2 \approx 0,3$.

11 FREQUENT AND QUASI-PERMANENT VALUES

The frequent and quasi-permanent values, Q_1 and Q_2 , of variable actions Q are defined through the relative duration of exceeding Q_1 , $\eta_1 = 0,01$, and relative duration of exceeding Q_2 , $\eta_2 = 0,5$. As mentioned above, the relative duration is defined as $\eta_{1(2)} = \sum \Delta t_i / T$, where T denotes a certain reference period. Let us denote the distribution function of non-zero Q variable action $\Phi_Q(Q)$. Probability of exceeding Q_1 and Q_2 may be written as

$$p_{1(2)} = P(Q' > Q_{1(2)}) = 1 - \Phi_{Q'}(Q_{1(2)}) \quad (28)$$

If the probability of non-zero Q is q , then the relative duration of exceeding Q_1 and Q_2 may be written as $\eta_{1(2)} = p_{1(2)} q$ and the probability as $p_{1(2)} = \eta_{1(2)} / q$. It follows then from Eqn. (28) that the frequent and quasi-permanent values Q_1 and Q_2 may be expressed as

$$Q_{1,2} = \Phi_{Q'}^{-1}\left(1 - \frac{\eta_{1(2)}}{q}\right) \quad (29)$$

The corresponding factors ψ are then given as

$$\psi_1 = Q_1 / Q_k, \quad \psi_2 = Q_2 / Q_k \quad (30)$$

Assuming Gumbel distribution, Eqn. (29) and (30) lead to the expression

$$\psi_{1(2)} = \frac{1 - w\{0,45 + 0,78 \ln[-\ln(\Phi(1 - \frac{\eta_{1(2)}}{q}))]\}}{1 - w\{0,45 + 0,78 \ln[-\ln(\Phi(0,98))]\}} \quad (31)$$

In Eqn. (31) the characteristic value Q_k in denominator is considered as 0,98 fractile of annual extremes (“point in time”) distribution of Q . Fig. 12 shows both factors ψ_1 and ψ_2 for frequent and quasi-permanent values of a variable action Q determined from Eqn. (31). Note that the coefficient of variation w_Q relates to the annual extremes distribution.

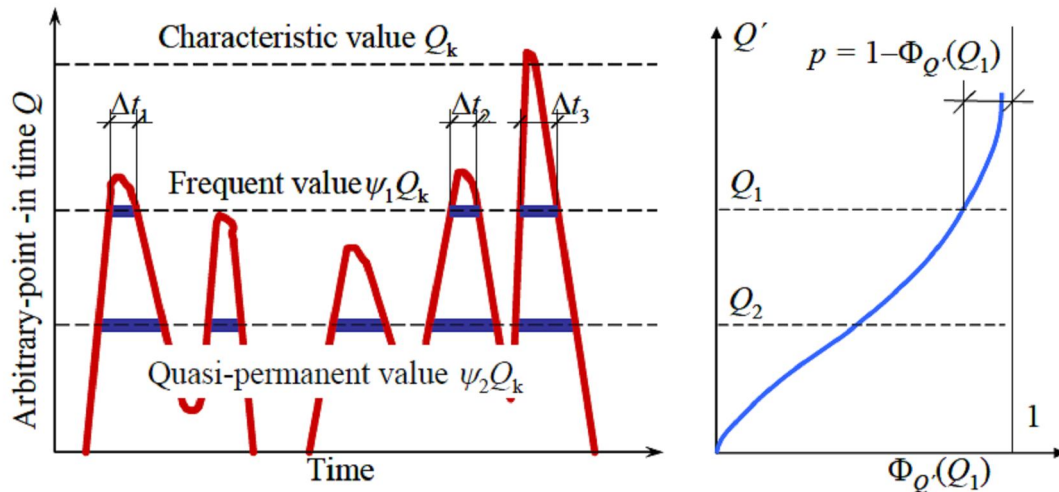


Fig. 11. Frequent and quasi-permanent values of a variable action Q

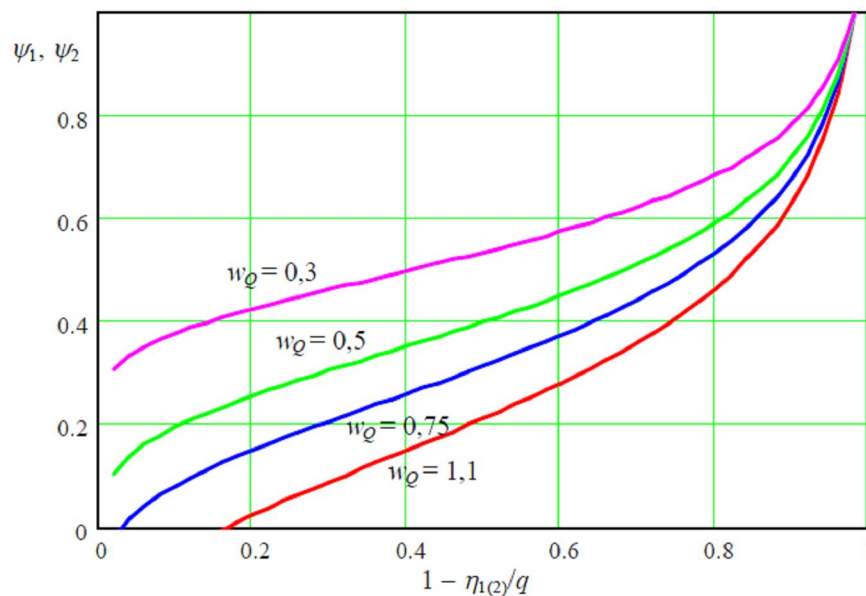


Fig. 12 Factors ψ_1 and ψ_2 for frequent and quasi-permanent values of a variable action Q

As an example consider a wind action having 10 storms a year, each of 8 hours duration. Thus the probability $q = 10/(365 \times 3) = 0,009$ and $(1 - \eta_1/q) = 0,011$. Considering $w_Q = 0,5$, it follows from Fig. 12 that $\psi_1 = 0,2$, the value recommended in EN 1990 [2]. It follows that $\psi_2 = 0,0$.

12 CONCLUDING REMARKS

Scientific methods of structural reliability based on the First Order Reliability Method (FORM) can be effectively used to specify the reliability elements of newly developing structural codes in a general case of several basic variables describing performance of the structure or structural system. Alternatively these methods can be used for the direct reliability analysis of new or existing structures. In both cases the specification of an appropriate target reliability level and its differentiation is of utmost importance.

However, up to now the assessment of various reliability elements in the new structural codes is partly based on historical and past experience. Such an experience may depend on local conditions including climatic actions and traditionally used construction materials, and, consequently, might be considerably diverse in different countries. That is why a number of reliability elements and parameters in the present suite of European standards including target reliability level and reliability differentiation are open for national choice.

The reliability elements recommended in EN 1990 [2] for new structures seem to be, in general, acceptable. However, the theory of structural reliability indicates that the partial factors for permanent loads may be slightly high (in particular for own weight), the partial factors for some variable loads slightly low (in particular for snow and wind) and the combination factors rather conservative. Nevertheless, the available theoretical methods based on the theory of structural reliability can be also effectively applied for additional calibration and refinement of structural codes when applied to verification of new or existing structures under specific conditions.

The theory of structural reliability is further extremely useful for the specification of the optimum target reliability level and reliability differentiation making allowance for the cost of structures, maintenance and consequences of possible failure of new and existing structures.

REFERENCES

- [1] ISO 2394: General principles on reliability for structures. International Organisation for Standardisation, Geneva, 1998.
- [2] EN 1990 Eurocode. Basis of structural design. European Committee for Standardization (CEN) Brussels, 2002.
- [3] ISO 13822. Assessment of existing structures. International Organisation for Standardisation, Geneva, 2001.
- [4] ISO 22111. Bases for design of structures – General requirements. International Organisation for Standardisation, Geneva, 2007.
- [5] JCSS. Probabilistic Model Code, Parts 1 to 4, Basis of design, Load and resistance models, Examples. Joint Committee on Structural Safety. <http://www.jcss.ethz.ch/>, 2001.
- [6] ISO 13824. Bases for design of structures — General principles on risk assessment of systems involving structures. International Organisation for Standardisation, Geneva, 2009.
- [7] JCSS. Risk Assessment in Engineering – Principles, System Representation and Risk Criteria. Joint Committee on Structural Safety, 2008.
http://www.jcss.ethz.ch/publications/JCSS_RiskAssessment.pdf
- [8] Gulvanessian, H., Calgaro, J.-A. and Holický, M. Designer's Guide to EN 1990, Eurocode: Basis of Structural Design. Thomas Telford, London, 2002, 192 pp.
- [9] Holický, M. Reliability analysis for structural design. ISBN 978-1-920338-11-4, SUN MeDIA, Stellenbosch, South Africa, 2009, 199 pp.
- [10] Retief, J.-V., Wium JA. Principles for development of standards for structural design. 2010 IABSE-fib Conference *Codes in structural engineering*, Dubrovnik, 2010.

Acknowledgement. This study was partly conducted within the framework of the research project GA103/09/0693 „Assessment of Safety and Risk of Technical Systems”.

Oleg KAPLIŃSKI¹
Agnieszka DZIADOSZ²
Politechnika Poznańska
Jan Lech ZIOBERSKI³
Firma Zioberski-Biuro Inżynierskie

PRÓBA STANDARYZACJI PROCESU ZARZĄDZANIA NA ETAPIE PLANOWANIA I REALIZACJI PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

Przemiany gospodarcze, rozwój nowoczesnych technologii oraz struktur organizacyjnych zarządzania przedsięwzięciem budowlanym wyznacza kierunek zmian w sposobie postrzegania procesu inwestycyjnego przez pryzmat podejścia procesowego. Umożliwia właściwe wykorzystanie zasobów istniejących w przedsiębiorstwach oraz pozwala na wszechstronne wykorzystanie mechanizmów planowania strategicznego. Wpływ obowiązujących regulacji prawnych, norm, rozporządzeń oraz standardowych warunków kontraktowych na proces planowania i realizacji przedsięwzięć budowlanych stanowi sedno niniejszego referatu. Obowiązujące akty normatywne i systematycznie przeprowadzana ich nowelizacja zmierza do opracowania przejrzystych zasad, wzorców postępowania, precyzyjnego określania zakresu etapów procesu inwestycyjnego oraz praw i obowiązków jego uczestników.

Słowa kluczowe: standaryzacja w inżynierii przedsięwzięć budowlanych, procedury prawne, zarządzanie przedsięwzięciami, niezawodność, zarządzanie ryzykiem.

1 WPROWADZENIE

W okresie ostatnich kilkunastu lat obserwuje się dynamiczne przemiany w zakresie prowadzenia przedsięwzięć budowlanych. Od prostych obiektów realizowanych w systemie gospodarczym po bardziej złożone struktury organizacyjne w ramach całego zamierzenia budowlanego widoczny jest trend ku ustrukturyzowaniu procesu inwestycyjnego. Prowadzenie inwestycji obostrzone jest spełnieniem wielu wymagań wynikających z polskich regulacji prawnych.

¹ oleg.kaplinski@put.poznan.pl

² agnieszka.dziadosz@put.poznan.pl

² zioberski@zioberski.com.pl

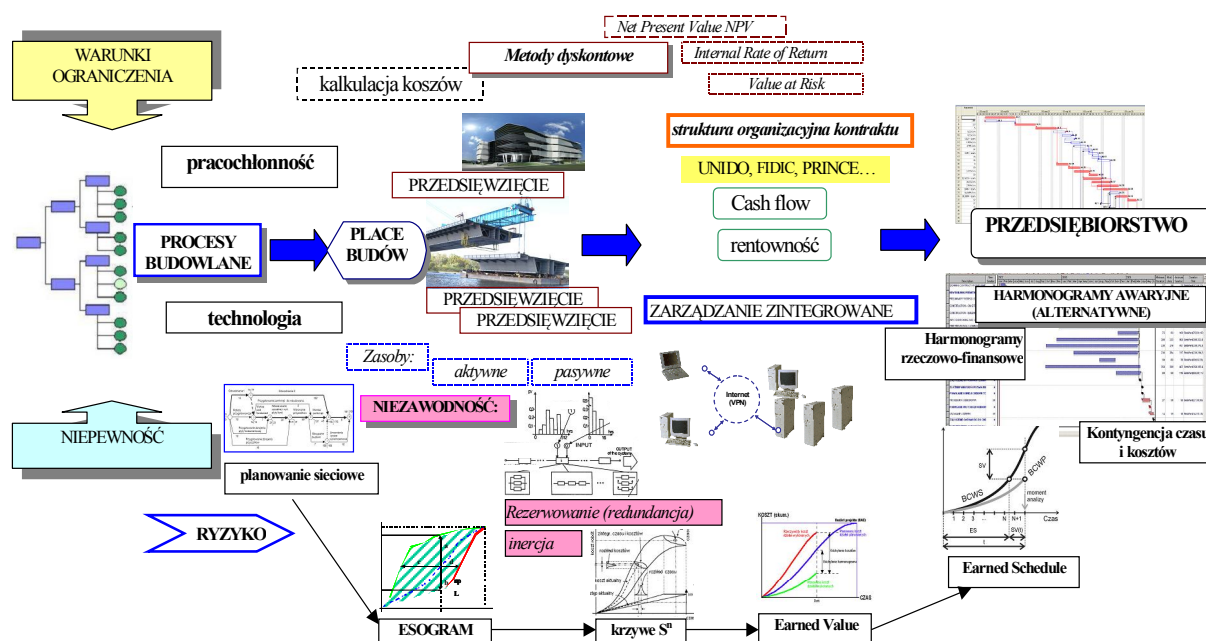
Proces inwestycyjny charakteryzuje się złożonością zadań, kapitałochłonnością oraz czasochłonnością, co wymaga kompleksowego podejścia do zarządzania. Celem zarządzania natomiast jest wykorzystanie dostępnych metod, technik i narzędzi, dla osiągnięcia wyznaczonych celów przedsięwzięcia jakim jest realizacja inwestycji w ustalonym czasie i w ramach przyjętego budżetu. Realizacja wspomnianych celów jest możliwa dzięki ujednoczeniu procesów, opracowaniu reguł zapewniających realizację każdego etapu w sposób identyczny lub zbliżony dla każdego rodzaju przedsięwzięcia oraz zidentyfikowanie sekwencji powtarzalnych działań zmierzając do standaryzacji procesu zarządzania w projektowaniu i wykonawstwie. Sprawna organizacja procesu inwestycyjnego, synchronizacja poszczególnych faz planowania, przygotowania i realizacji inwestycji, racjonalny podział odpowiedzialności pomiędzy poszczególnych uczestników procesu sprzyja ograniczeniu ryzyka wynikającego w głównej mierze ze specyfiki przedsięwzięć budowlanych. Dążenie do obniżenia ryzyka, zapewnienia jakości, ułatwienia współpracy, zwiększenia wydajności stanowi punkt wyjścia w procesie standaryzacji.

Jednym z podstawowych zadań inwestora zgodnie z art. 18 Ustawy Prawo budowlane jest zorganizowanie procesu budowy. Jednakże o zakończeniu przedsięwzięcia w planowanym terminie i przy założonym budżecie decyduje poprawna organizacja całego procesu inwestycyjnego. Najważniejsze decyzje w zakresie identyfikacji ograniczeń, stworzenia struktury podziału prac WBS (Work Breakdown Structure), ustalenia struktury organizacyjnej, wyboru wykonawcy (poprzedzony wstępną selekcją wykonawców), wyboru sposobu prowadzenia przedsięwzięcia, podziału odpowiedzialności i ryzyka pomiędzy uczestników procesu podejmowane są w pierwszej fazie procesu, na etapie planowania i programowania inwestycji. Decyzje wówczas podjęte obciążone są ryzykiem wynikającym z operowania zaledwie szacunkami co do przyszłego zakresu i kosztu przedsięwzięcia. Odchylenia od przyjętego poziomu kosztu i czasu realizacji, w miarę postępu prac i otrzymywania bardziej miarodajnych informacji, stopniowo maleją. Mowa oczywiście o odchyleniach negatywnych, czyli możliwym do wystąpienia zwiększeniu wartości robót oraz znacznym opóźnieniu. Wspomaga nas w tym zakresie bogate oprogramowanie dostępne na rynku, które umożliwia wykonanie harmonogramu robót służącego nie tylko do weryfikacji postępu w aspekcie rzeczowym, ale również do analizy odchylenia czas-koszt oraz symulacji ryzyka (m.in. Pertmaster, MS Project – Risk 4.1 for Project, @Risk, PLANISTA, itp.). Odrębną kwestią jest w stosunku do skali i złożoności przedsięwzięcia przyjęcie odpowiedniej struktury organizacyjnej kontraktu. Stąd coraz więcej przedsiębiorstw budowlanych przy zleceniu realizacji inwestycji sięga po standardowe warunki kontraktowe FIDIC lub warunki równoważne dostosowane do prawa lokalnego krajów Unii Europejskiej m.in.: UAV, UAV-GC (Holandia), FABI-KVV (Belgia), VOB (Niemcy), JCT lub GMP (Wielka Brytania), aczkolwiek te ostatnie zdecydowanie rzadziej.

Obowiązujące regulacje prawne w Polsce dotyczą wybranych obszarów przedsięwzięcia inwestycyjnego, regulując określone jego zakresy. Na tle tego widoczny jest brak kompleksowego podejścia do zarządzania budowlanym przedsięwzięciem inwestycyjnym, gdzie jasno określone byłyby role i zadania jego uczestników i ich wzajemne relacje, zakres poszczególnych etapów procesu inwestycyjnego. Podobnie wygląda sytuacja z Inżynierem Kontraktu. Zakres jego obowiązków i odpowiedzialności jest zmienny i bardzo płynny w zależności od charakteru zawartego kontraktu.

W praktyce nie zawsze jest możliwe rozgraniczenie poszczególnych typowych faz procesu inwestycyjnego. Często mogą one przebiegać równolegle (jak np. etap projektowania z przygotowaniem inwestycji począwszy od uzyskania niezbędnych, wymaganych prawem decyzji administracyjnych) oraz ich ilość jest zmienna. Natomiast na zakres i czas trwania poszczególnych etapów wpływa charakter i rozmiar inwestycji, warunki zewnętrznych, sposób realizacji, możliwości finansowe inwestora itp.

Są to przesłanki podejmowanych kroków w kierunku standaryzacji procesu inwestycyjnego z uwagi na jego złożoność i konieczność systemowego podejścia do zarządzania. Przykładowo koncepcja UNIDO (Organizacja Narodów Zjednoczonych do Spraw Rozwoju Przemysłowego) dla dużych przedsięwzięć inwestycyjnych wyróżnia trzy fazy procesu: przedinwestycyjną, inwestycyjną oraz eksploatacyjną. Faza przedinwestycyjna obejmuje: identyfikację możliwości inwestycyjnych, wstępną selekcję projektów, sformułowanie ostatecznej wersji projektu (studium feasibility) oraz raport oceniający. Faza inwestycyjna składa się z następujących etapów: negocjacji i podpisywania kontraktów w sprawie finansowania przedsięwzięcia, kooperacji, dostaw maszyn i urządzeń, nabycia technologii, harmonogramowania robót, oraz budowy obiektu, czyli od przygotowania terenu po odbiór i rozruch. Faza eksploatacyjna zaś obejmuje odtworzenie i restrukturyzację oraz rozbudowę i innowacje. Procedury i wymogi funduszy unijnych, dotacji, prawa zamówień publicznych, itp. warunkują sposób prowadzenia, etapowania i nadzorowania realizacji inwestycji.



Rys.1. Rozszerzony zakres zarządzania przedsięwzięciem

Przesłanki, o których mowa, w sposób syntetyczny przedstawia rys. 1. Na proces inwestycyjny w głównej mierze wpływają obowiązujące regulacje prawne. Z uwagi na losowość zdarzeń oraz chęć ujednoczenia procedur nastąpił zwrot w kierunku standaryzacji i zapewnienia czytelnych, prostych zapisów i reguł postępowania. Popularyzowana jest wiedza z zakresu zarządzania przedsięwzięciami, wykorzystania metodyk PMBOK oraz PRINCE2, metod kontroli postępu robót, standardowych warunków kontraktowych (m.in. FIDIC) prowadząc do zarządzania zintegrowanego. Problematyka ta jest rozwinięta w dalszych częściach referatu.

2 WPLYW OBOWIAZUJĄCYCH REGULACJI PRAWNYCH NA PRZEBIEG PROCESU INWESTYCYJNEGO

Proces inwestycyjny to ciąg skoordynowanych czynności o charakterze technicznym, prawnym, technologicznym, organizacyjnym, finansowym, itp. prowadzących do realizacji i eksploatacji planowanej inwestycji budowlanej w określonym czasie oraz przy ograniczonych zasobach finansowych [1]. Jest to ciąg czynności uszeregowanych w kolejno po sobie

następujące etapy, realizowane przez skoordynowane jednostki (Inżynier kontraktu, projektant, generalny wykonawca, przedsiębiorstwa podwykonawcze, itp.). Istotnego znaczenia napiera konieczność racjonalnego zarządzania w taki sposób, aby osiągnąć zamierzone cele przedsięwzięcia. Natomiast zadaniem ze strony zamawiającego jest zrealizować inwestycje w ustalonym czasie i w ramach zaplanowanego budżetu.

Obecny stan uregulowań prawnych w aspekcie zarządzania procesem inwestycyjnym skłania do rozważań nad podjęciem próby wprowadzenia standaryzacji i ujednoczenia procedur. Obowiązujące akty prawne regulują pewne obszary procesu i tylko w pewnym zakresie. Pomimo, że powstało szereg ustaw i rozporządzeń wpływających na proces inwestycyjny, to w zakresie szczegółowych regulacji i wytycznych musimy sięgać do różnych aktów gdyż zakres unormowania jest często zawężony lub zbyt ogólny. Jak wskazuje praktyka i chęć przejmowania zagranicznych wzorców w zawieraniu umów o roboty inżynierjno-budowlane (uzależnione niekiedy od źródła finansowania inwestycji) podejmowane są działania zmierzające w kierunku przyjęcia jednolitych zasad i procedur postępowania. Przykładem jest opracowany jako projekt celowy Nr 6T07 2004 C/6413 *Krajowy system zarządzania budowlanymi przedsięwzięciami inwestycyjnymi finansowanymi z udziałem środków publicznych i pomocowych Unii Europejskiej (KSZBPI)*.

Do podstawowych aktów normatywnych regulujących proces inwestycyjny w zakresie projektowania i wykonawstwa należy zaliczyć m.in.: *Prawo budowlane, Warunki techniczne (różne w zależności od charakteru przedsięwzięcia), Ustawa o zagospodarowaniu przestrzennym, Kodeks Cywilny, Prawo wodne, Ustawa o drogach publicznych, Prawo ochrony środowiska, Ustawa o ochronie przyrody, Prawo geologiczne i górnicze*, itp.

Na etapie projektowania kierujemy się przede wszystkim regulacjami zawartymi w Ustawie o zagospodarowaniu przestrzennym, która reguluje zasady kształtowania polityki przestrzennej przez jednostki samorządu terytorialnego, zagospodarowanie i warunki zabudowy, kwestie związane z przeznaczeniem terenu, zasady wydawania decyzji. Zauważalna jest konieczność ukierunkowania na większe zintegrowanie planowania miejscowego z planowaniem inwestycyjnym, połączenie planowania przestrzennego z zarządzaniem strategicznym rozwoju gmin oraz kształtowaniem miejscowych standardów zabudowy. Obowiązujące akty prawne nie wskazują na jednoznaczne uregulowanie w zakresie opiniowania i uzgodnienia poszczególnych etapów planistycznych oraz nie zawierają jasno sprecyzowanych procedur odnoszących się do zachowania ładu przestrzennego. Również brak spójności pomiędzy poszczególnymi aktami normatywnymi, ogólnikowość zapisów lub zbyt duża szczegółowość, brak czytelnego wskazania zakresu konkretnych opracowań oraz jednoznacznego trybu ich egzekwowania przyczynia się do ciągłych modyfikacji funkcjonujących regulacji, podlegających ustawicznym uzupełnieniom, nowelizacjom, itp.

Poszczególne etapy począwszy od lokalizacji inwestycji, procesu uzyskiwania wymaganych pozwoleń uzgodnień, oddania obiektu do użytkowania po etap końcowy jakim jest rozbiórka są obostrzone przepisami zawartymi w *Ustawie Prawo budowlane*, które stanowi jedno z podstawowych aktów normatywnych regulujących proces inwestycyjny. Jest to zbiór wytycznych, norm i przepisów regulujących wiele aspektów związanych z procesem budowlanym. Obejmuje kwestie związane z projektowaniem, budową, nadzorowaniem robót, wykonawstwem, utrzymaniem, a także określa zasady działania organów administracji państwowej. Wyszczególnia kluczowych uczestników procesu budowlanego ze wskazaniem na ich prawa i obowiązki. Ustawa ta jednakże nie porusza kwestii związanej z opracowaniami kosztowymi, stopniem ich szczegółowości w zależności od etapu procesu inwestycyjnego. Szacunkowy koszt robót w kosztorysie inwestorskim cechuje znaczne odchylenie od wartości oczekiwanej. W miarę postępu robót i uzyskaniu dodatkowych danych, kolejne kalkulacje dają bardziej prawdopodobne wyniki. Upatruje się w tym obszarze ryzyka, głównie po stronie wykonawcy z racji niedoszacowania robót. W tym względzie niektóre zapisy są zbyt ogólne,

jak na przykład brak jednoznacznej definicji i sprecyzowania zakresu nieistotnej zmiany w projekcie. Wszelkie zmiany w projekcie w trakcie budowy wiążą się z uzyskaniem decyzji o zmianie pozwolenia na budowę a to pociąga za sobą dodatkowe koszty i wydłuża czas realizacji. Aby ustalić co jest istotnym odstępianiem od projektu a co nie często należy sięgnąć do przepisów branżowych.

Kolejnym aktem normatywnym, mającym istotny wpływ na projekt obiektu jest *Rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (lub m.in. drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, drogi publiczne i ich usytuowanie, budowle rolnicze i ich usytuowanie, itp.)*. Rozporządzenie to podaje ogólne zasady projektowania, wykonawstwa i odbioru robót w zależności o typu obiektu.

Kanwą wielu rozporządzeń dotyczących kwestii szacowania kosztu wykonania robót stanowi *Ustawa Prawo zamówień publicznych*. Ustawa ta reguluje zasady i procedury wykorzystania środków publicznych, wyznacza tryby zlecania robót budowlanych, dostaw i usług oraz określa zakres i formę przygotowania opisu przedmiotu zamówienia (*Specyfikacja Istotnych Warunków Zamówienia*). Integralną część regulacji procesu inwestycyjnego stanowią akty wykonawcze - rozporządzenia. Kontynuując wątek szacowania kosztów w tym w zakresie obowiązującymi aktami prawnymi są rozporządzenia Ministra Infrastruktury: z dnia 2 września 2004 roku w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno – użytkowego oraz z dnia 18 maja 2004 roku w sprawie określenia metod i podstaw sporządzania kosztorysu inwestorskiego, obliczania planowanych kosztów prac projektowych oraz planowanych kosztów robót budowlanych określonych w programie funkcjonalno-użytkowym. Wymienione jako pierwsze, rozporządzenie narzuciło dodatkowy obowiązek na projektantów uwzględnienia przedmiaru robót jako części składowej dokumentacji projektowej. Jak pokazuje praktyka, niektórzy inwestorzy idąc dalej, zlecają biuram projektowym wykonanie kosztorysu inwestorskiego. Powszechni uważa się, że ustawa ta i akty wykonawcze do niej uporządkowały sposób opisu przedmiotu inwestycji, ale tylko w zakresie finansów publicznych. Zakresy i zasady działania jednostek dysponujących środkami publicznymi i zasady obrotu tymi środkami określa *ustawa o finansach publicznych*. Precyzuje zakres opracowani programu inwestycji oraz oszacowania wartości kosztorysowej inwestycji, który wymagany jest przy przyznaniu środków z budżetu państwa. Natomiast brak jest jednoznacznie sprecyzowanych przepisów, sposobów postępowania, zakresu kalkulacji kosztorysowej poza sferą zamówień publicznych.

Kodeks cywilny wprowadza regulacje w zakresie umów o roboty budowlane. Zgodnie z art.647 wykonawca zobowiązany jest do oddania obiektu wykonanego zgodnie z projektem i zasadami wiedzy technicznej. Inwestor natomiast zobowiązany jest przekazać teren budowy, dostarczyć projekt, odebrać obiekt i zapłacić umówione wynagrodzenie. W roku 2009 wprowadzono nowy sposób finansowania inwestycji, mianowicie koncesje na roboty budowlane (ustawa z dnia 9 stycznia 2009 r. o koncesji na roboty budowlane lub usługi (Dz. U. Nr 19, poz. 101). Istotą koncesji jest to, że wykonawca (koncesjonariusz) ponosi ryzyko powodzenia przedsięwzięcia, a swoje wynagrodzenie otrzymuje w części, z opłat za korzystanie z obiektu budowlanego lub usługi, ponoszonych przez użytkowników. W odróżnieniu od zamówienia publicznego płatność koncesjodawcy na rzecz koncesjonariusza nie może prowadzić do odzyskania całości związanych z wykonywaniem koncesji nakładów poniesionych przez koncesjonariusza.

Jedną z podstawowych decyzji zamawiającego jest wybór źródeł finansowania, ich struktura oraz koszt pozyskania dodatkowych funduszy. Decyzja ta również pociąga za sobą konieczność spełnienia wymagań zawartych w odpowiednich regulacjach. I tak na przykład korzystając ze środków publicznych zmuszeni jesteśmy przestrzegać wymogów w zakresie procedury przetargowej. Poza kapitałem własnym, inwestycje mogą być finansowane z różnych

źródeł pomocowych: pożyczki, kredyty, środki unijne, itp. O ile w zakresie inwestowania finansowanego ze środków własnych nie ma obostrzeń prawnych, o tyle w przypadku korzystania ze środków publicznych bądź unijnych należy uwzględnić konieczność spełnienia uregulowanych w rozporządzeniach, wymogów i procedur. Czego przykładem mogą być środki pomocowe PHARE, które powinny być rozdysponowane przy wykorzystaniu warunków umownych FIDIC i stosowaniu lokalnego prawa. Oczywiście w procesie inwestycyjnym kierujemy się obowiązującymi regulacjami oraz rozważamy wymagania wdrożonych standardów światowych. W przypadku inwestycji miejskich coraz częściej zdarza się, że w ramach jednego przedsięwzięcia jest więcej niż jedno źródło finansowania. W przypadku inwestycji finansowanych przez Europejski Bank Odbudowy i Rozwoju, należy się kierować przepisami Banku Światowego i w pewnych zakresach warunki FIDIC. Projekty infrastrukturalne finansowane przez międzynarodowe organizacje (Unia Europejska, Bank Światowy, EBOR, EBI); projekty budowlane i infrastrukturalne finansowane przez krajowych i zagranicznych inwestorów prywatnych przyczyniły się do wzrostu popularności i zakresu stosowania standardów europejskich w przedsięwzięciach budowlanych [2].

Fundusze europejskie stanowią także platformą dla rozwoju w Polsce, PPP czyli tzw. partnerstwo publiczno-prywatne. Polega to na współpracy pomiędzy jednostkami administracji publicznej a podmiotami prywatnymi w sferze usług publicznych. Partnerstwo wiąże się z podziałem obowiązków, mianowicie partner prywatny odpowiada za działalność gospodarczą w tym również finansowanie, zaś partner publiczny odpowiedzialny jest za poziomi i jakość usług. Na chwilę obecną układ ten jest w fazie rozwoju w Polsce.

3 PRÓBA STANDARYZACJI PROCESU INWESTYCYJNEGO

3.1 Wybrane aspekty planowania i realizacji przedsięwzięć budowlanych

Planowanie produkcji budowlanej to m.in. ustalenie rodzaju, zakresu oraz sposobów wykonania procesów budowlanych w ustalonym horyzoncie czasu i przy zakładanym poziomie kosztów, ale także oceny ryzyka i zapewnienia jakości. Realizację przedsięwzięć budowlanych powinniśmy rozpatrywać przez pryzmat triady – czas, koszt oraz jakość, które permanentnie się ze sobą łączą i nie rzadko wzajemnie warunkują. Wariantów wykonania poszczególnych robót można zaproponować wiele, aczkolwiek najbardziej prawdopodobne jest to, że wraz ze zmniejszeniem czasu wykonania zadania wzrośnie jego koszt, niekoniecznie linowo. Problematyka przygotowania przedsięwzięcia budowlanego do realizacji obejmuje szerokie spektrum zagadnień wymagających wszechstronnego podejścia. Nieznacznie zauważalny jest wzrost świadomości przedstawicieli przedsiębiorstw budowlanych w zakresie stosowania bardziej użytecznych narzędzi, technik oraz systemów informatycznych do planowania inwestycji, kontroli postępu robót, zarządzania strategicznego, itp. [3-8]. Owe elastyczne podejście wiąże się także z koniecznością łączenia opracowanych przez Międzynarodową Federację Inżynierów Konsultantów standardów FIDIC z obowiązującymi regulacjami prawnymi jak np. Prawo zamówień publicznych. Jednocześnie od dawna w organizacji przedsięwzięć budowlanych wykorzystywane są z powodzeniem schematy postępowania oraz podejście procesowe wywodzące się z teorii zarządzania projektami. To pozwala na sprawne przygotowanie i zarządzanie kontraktem. Zgodnie z ideologią zarządzania projektami etap pierwszy to podział przedsięwzięcia na etapy o mniejszym stopniu agregacji procesów. Kolejny krok to ustalenie struktury organizacji, określenie zakresu dostępności zasobów oraz ewentualnych wariantów wykonania poszczególnych czynności, co w rezultacie prowadzi do poszukiwania rozwiązania optymalnego w obliczu wstępnie przyjętych kryteriów.

Zatem etap pierwszy obejmuje opracowanie struktury podziału prac (tzw. WBS - Work Breakdown Structure), która zapewnia podzielenie skomplikowanego przedsięwzięcia na mniejsze (z uwagi na zakres i pracochłonność) oraz łatwiejsze do kontroli/zarządzania etapy.

W oparciu o tak przygotowane dane zostaje opracowany harmonogram robót i technologiczny model sieciowy o powiązaniach organizacyjnych przy wykorzystaniu dostępnego oprogramowania (m.in. MS Project). Ponadto należy ustalić wykonawców oraz niezbędne zasoby a także wstępnie oszacować terminy realizacji poszczególnych czynności z wyznaczeniem zapasów czasu (w tej fazie pojawiają się zagadnienia związane z wyborem struktury organizacyjnej przedsięwzięcia w zależności od jego rozmiaru i stopnia skomplikowania robót budowlanych, wyborem generalnego wykonawcy oraz doбором podwykonawców, procedurami przetargowymi realizowanymi według Prawa zamówień publicznych lub zgodnie ze standardami FIDIC. Późniejsze analizy mają na celu zoptymalizowanie harmonogramu w aspekcie czasu, jak i kosztu realizacji jednocześnie biorąc pod uwagę możliwość wystąpienia zakłóceń i ich kompensacji (negatywny wpływ czynników ryzyka na przebieg przedsięwzięcia – regulowane poprzez odpowiednie zapisy w umowach pomiędzy inwestorem a wykonawcą czy w postaci klauzul według warunków kontraktowych FIDIC). Przewiduje się opracowanie tzw. Rejestru Ryzyka zgodnie z angielską metodyką PRINCE 2, który zawiera zestawienie możliwych do wystąpienia zakłóceń oraz proponowane działania zaradcze tzw. strategię reakcji na ryzyko. Stąd też na etapie realizacji, jak również w celu uregulowania płatności z wykonawcą za zrealizowany zakres robót prowadzony jest monitoring postępu robót pod kątem rzeczowym i finansowym. W miesięcznych raportach wykazywana jest faktycznie wykonana ilość robót oraz zestawienie w odniesieniu do wartości planowanych do realizacji. Stanowi to podstawę do kolejnych analiz nad możliwymi odchyleniami od harmonogramu i założonego budżetu z równoczesnym określeniem prawdopodobieństwa dotrzymania terminu dyrektywnego. Na tym etapie do dyspozycji mamy proponowaną przez amerykańską metodykę A Guide to the Project Management Body of Knowledge wydaną przez Project Management Instytut w ramach zarządzania kosztami metodę Earned Value, której kanwą stanowi norma amerykańska ANSI / EIA -748 –1998. W ostatnim czasie rozwijane jest nowe podejście do harmonogramowania przedstawione przez Goldratta, bazujące na teorii graniczeń (Theory of Constraints –TOC) i opierające się na koncepcji łańcuch krytycznego (Critical Chain Project Management). Łańcuch definiowany jest jako zbiór kolejno wykonywanych czynności z uwzględnieniem ograniczeń związanych z zasobami, określający całkowity czas realizacji przedsięwzięcia. Niemniej jednak owe podejście w praktyce budowlanej nie jest jeszcze powszechnie znane i wykorzystywane. Poza przestrzeganiem polskich regulacji prawnych większego znaczenia nabiera stosowanie gotowych wzorców w postaci opracowanych do różnych typów kontraktów Warunków Kontraktowych FIDIC czy wdrożenie schematu postępowania i struktury przepływu informacji w ujęciu procesowym zgodnie z jedną z dostępnych metodyk zarządzania projektami. Wpływ na podejście do przygotowania i realizacji inwestycji ma także wybór źródła i sposobu finansowania. Korzystanie ze środków pomocowych Unii Europejskiej, projektów współfinansowanych przez EBOR (Europejski Bank Odbudowy i Rozwoju), EBI (Europejski Bank Inwestycyjny) oraz Bank Światowy jest zdeterminowane odrębnymi wymogami.

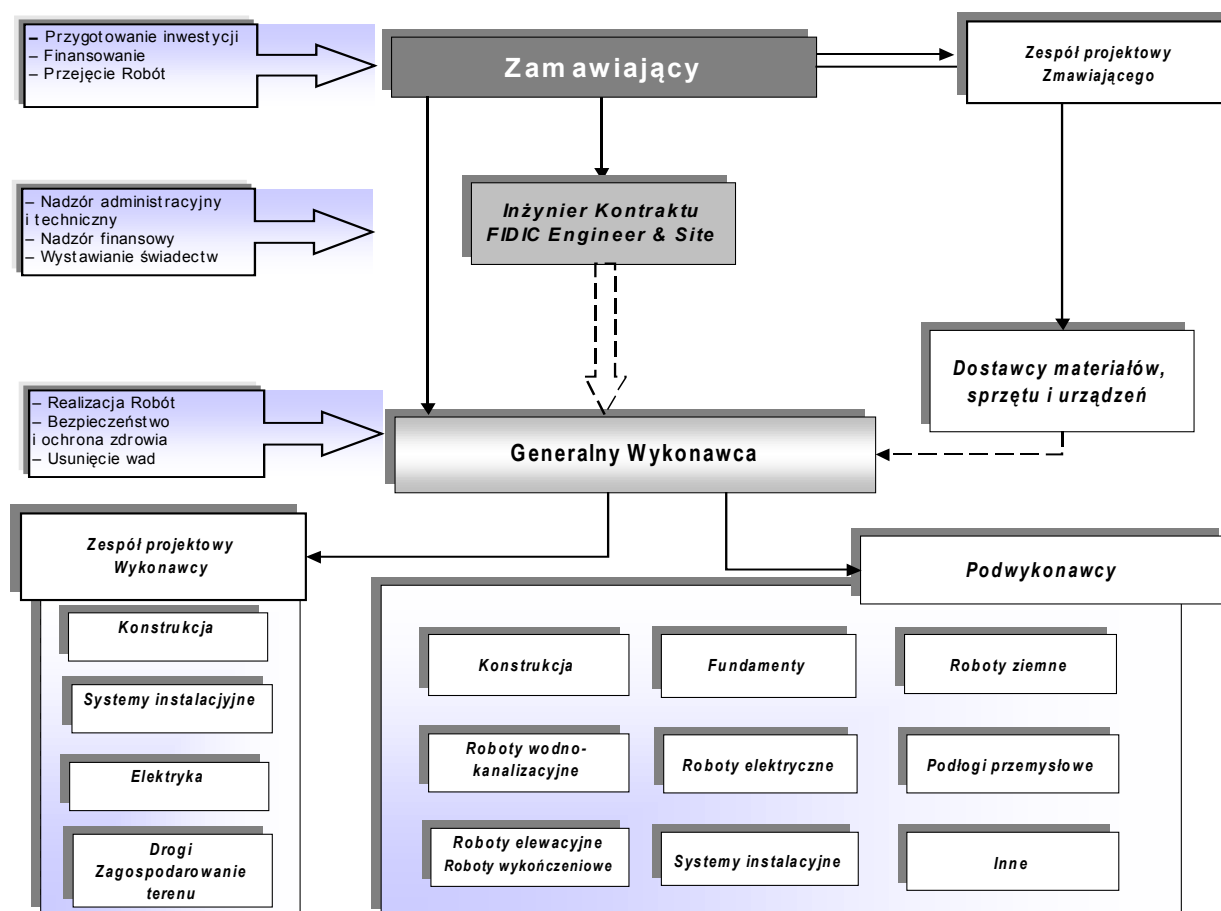
3.2 Standaryzowane procedury kontraktowe FIDIC

Brak kompleksowych rozwiązań oraz gotowych wzorców skłania przedsiębiorstwa przy zleceniu wykonania robót budowlanych do skorzystania ze standardowych warunków kontraktowych, które zostały wprowadzone i zastosowane z powodzeniem na rynkach zagranicznych. Jednym z najbardziej rozpowszechnionych opracowań w zakresie kontraktowania robót są standardowe warunki FIDIC. Poza nimi są wykorzystywane, lecz przy mniejszym udziale w ilości kontraktów międzynarodowych, warunki równoważne dostosowane do prawa lokalnego krajów Unii Europejskiej m.in.: UAV, UAV-GC (Holandia), FABI-KVV (Belgia), VOB (Niemcy), JCT lub GMP (Wielka Brytania).

Wspomniane warunki zostały opracowane przez Międzynarodową Federację Inżynierów Konsultantów (*Fédération Internationale Des Ingénieurs-Conseils*) celem znormalizowania procedur przy zawieraniu wszelkiego rodzaju kontraktów budowlanych oraz umów o specjalistyczne usługi inżynierów. Jest to międzynarodowa federacja krajowych stowarzyszeń niezależnych inżynierów konsultantów, zrzeszająca ponad 66 organizacji, uznawana przez ONZ oraz Bank Światowy, Europejski Bank Odbudowy i Rozwoju i Europejski Bank Inwestycyjny. W Polsce reprezentowana przez SIDIR (Stowarzyszenie Inżynierów Doradców i Rzeczoznawców). Opracowane przez FIDIC wzory warunków umownych dzięki staraniu członków SIDIR i za zgodą FIDIC, zostały przetłumaczone na język polski i wydane w Polsce w wersji dwujęzycznej. Dzięki decyzji Komisji Europejskiej z 1994 roku zatwierdzono akt nr 1628/94 dotyczący wdrażania programu pomocowego Phare (*Poland and Hungary: Assistance for Restructuring their Economies*), który determinował m.in. zastosowanie Warunków Kontraktowych FIDIC, co przyczyniło się do rozpowszechnienia wspomnianych procedur w Polsce.

Warunki Kontraktowe FIDIC to rodzaj umowy cywilno – prawnej pomiędzy Zamawiającym (Inwestorem) a Wykonawcą, jako głównymi stronami kontraktu. Nieocenioną rolę odgrywa w tej strukturze Inżynier Kontraktu, jako niezależna jednostka (osoba fizyczna lub zespół), zatrudniona przez zleceniodawcę. Warunki te muszą być dostosowane do obowiązujących przepisów prawa polskiego w tym: Kodeksu Cywilnego, Prawa Budowlanego, Prawa Zamówień Publicznych, itp. Powinny odzwierciedlać wymagania Zamawiającego określone dla konkretnego przedsięwzięcia oraz mogą zostać użyte do zawarcia umowy na realizację robót budowlanych we wszystkich Programach Operacyjnych (finansowanie ze środków Unii Europejskiej). Opisują cały proces realizacji od rozpoczęcia robót po okres zgłaszania wad, regulują proces wprowadzania zmian, przyjęcia robót przez Zamawiającego, odstąpienia od umowy, rozliczenia robót i wystawiania przejściowych świadectw płatności, zapewniają spełnienie podstawowych warunków realizacji (zabezpieczenie, ubezpieczenie, ciągłość prowadzenia robót, finansowanie, podział ryzyka i odpowiedzialności), dostosowane są do polskich regulacji prawnych a przede wszystkim zapewniają sprawne i kompleksowe zarządzanie kontraktem (poprzez funkcję Inżyniera). Prawa i obowiązki oraz zakres odpowiedzialności Inżyniera zapisane są w Kontrakcie. Przy realizacji większość inwestycji finansowanych ze środków unijnych w ramach jednego z Programów Operacyjnych np. Infrastruktura i Środowisko ogłaszany jest przetarg na pełnienie funkcji Inżyniera Kontraktu dla konkretnego przedsięwzięcia. Wymaga się wówczas od oferent poświadczenia, że wykonał w ciągu ostatnich trzech lat przed upływem terminu składania wniosków o dopuszczenie do udziału w postępowaniu, co najmniej jedną usługę, której przedmiotem było pełnienie na etapie budowy, funkcji Inżyniera w oparciu o warunki kontraktowe FIDIC lub funkcji równoważnej w oparciu o warunki kontraktowe równoważne do FIDIC (np. VOB, itp.). Zatem znajomość procedur sprawdzonych w kontraktach międzynarodowych jest coraz częściej wymagana w polskich procedurach przetargowych, przeważnie kiedy inwestycja jest dofinansowana ze środków pomocowych. Podstawowe obowiązki zamawiającego wynikają wprost z Ustawy Prawo Budowlane. Zakres praw i obowiązków Inżyniera jest natomiast płynny i wynika z typu kontraktu oraz dodatkowych wytycznych przekazanych przez zamawiającego. Podstawowe obowiązki Inżyniera to: weryfikacja projektu i rysunków, administrowanie kontraktem na roboty, codzienny nadzór robót na placu budowy, wyznaczenie i delegowanie uprawnień przedstawicielom Inżyniera, przygotowanie regularnych raportów o postępie robót i innych, wystawianie przejściowych świadectw płatności, itp. Do obowiązków zamawiającego poza oczywiście zapewnieniem dostępu do placu budowy i umożliwieniem wykonywania robót budowlanych oraz zapłatą wykonawcy według kontraktu należy zarządzanie nadzorem (Inżynier). Odpowiedzialność za wady dokumentacji spada na uczestnika odpowiedzialnego za projektowanie. Często jednak wiele kwestii pozostaje spornych, patrząc na tło sytuacji. O ile

według tzw. „żółtej książki” badania geologiczne są w pełni adoptowane przez wykonawcę lub przez niego dokonane, o tyle wymaga rozważenia stosowanie „czerwonej książki”. Według Warunków Kontraktowych na budowę za etap projektowania odpowiada Zamawiający. Ryzyko związane z możliwością pojawienia się robót dodatkowych spowodowanych wadami projektu lub wystąpieniem nieprzewidywalnych warunków gruntowych leży po stronie Zamawiającego jednakże Wykonawca przed złożeniem oferty zobowiązany jest do zapoznania się z warunkami hydrogeologicznymi. Regulują to subklauzule 4.10 i 4.11, przerzucając odpowiedzialność na wykonawcę w zakresie upewnienia się co do wszystkich istotnych spraw związanych terenem budowy, a które mogą wpływać na ofertę.







Rys. 2. Przykładowy schemat organizacyjny realizacji inwestycji według warunków kontraktowych FIDIC z uwzględnieniem Inżyniera Kontraktu

Struktura organizacyjna również ulega modyfikacjom podobnie jak zakres odpowiedzialności i podział ryzyka w zależności od typu kontraktu. Przykład powiązań organizacyjnych pomiędzy uczestnikami procesu inwestycyjnego według Warunków Kontraktowych na budowę przedstawia rys.2.

Standardy FIDIC również rozwiązują poprzez odpowiednie subklauzule kwestie związane z rodzajem i zakresem ryzyka, przede wszystkim jako podstawa przyczyny roszczeń lub odstąpienia od kontraktu przez wykonawcę lub zamawiającego. Patrząc z perspektywy typu umowy, ryzyko stopniowo przenosi się z zamawiającego na wykonawcę. Wiąże się to z zakresem prac i obszarem odpowiedzialności wykonawcy oraz od formy rozliczenia kontraktu (tab.1).

Tablica 1. Przykładowe rodzaje warunków kontraktowych FIDIC

	Warunki kontraktowe	Ryzyko
	<p>„Warunki Kontraktu na budowę” - czerwona książka <i>Conditions of Contract for Construction</i> Zamawiający (inwestor) odpowiada za dokumentację projektową, zgodnie z którą Wykonawca realizuje roboty, mogące obejmować pewne elementy robót inżynierskich, budowlanych, mechanicznych czy też elektrycznych, projektowane przez Wykonawcę. Rozliczenie dokonywane jest metodą obmiarową.</p>	Umowa przenosi większe ryzyko na Zamawiającego.
	<p>„Warunki Kontraktu na urządzenia i budowę z projektowaniem” - żółta książka <i>Conditions of Contract for Plant and Design-Build</i> Wykonawca odpowiada za projekt oraz dostarcza roboty i urządzenia, które obejmują różne połączenia robót budowlanych, instalacyjnych i mechanicznych sporządzanych zgodnie z wymaganiami Zamawiającego. Rozliczenie dokonywane jest ryczałtowo.</p>	Kontrakt jest zrównoważony z uwagi na ryzyko.
	<p>„Warunki Kontraktu na realizację EPC/pod klucz” - srebrna książka <i>Conditions of Contract for Construction</i> Wykonawca bierze pełną odpowiedzialność za projekt i budowę wszelkiego rodzaju obiektów, zgodnie z Wymaganiami Zamawiającego; odpowiedzialny jest także za uzyskanie rezultatu końcowego. Rozliczenie dokonywane jest na bazie ryczałtowej. W kontrakcie nie występuje Inżynier.</p>	Umowa przenosi większe ryzyko na Wykonawcę.
	<p>„Warunki Kontraktu – Zaprojektuj, Zbuduj, Eksploatuj” - złota książka. <i>Conditions of Contract for Design, Build and Operate Projects.</i> Zamawiający określa wymagania funkcjonalno-użytkowe, warunki projektowania i budowy oraz zadania związane z eksploatacją przedsięwzięcia. Wykonawca odpowiada za projekt, budowę i końcowy rezultat oraz eksploatuje inwestycję w dłuższym przedziale czasowym (np. 20 lat). Warunki przeznaczone są dla kontraktów rozliczanych ryczałtowo. W kontrakcie nie występuje Inżynier.</p>	Umowa przenosi większe ryzyko na Wykonawcę.
	Zalecany przez FIDIC wzór umowy o pełnienie funkcji Inżyniera-Konsultanta w kontraktach inżyniersko-budowlanych realizowanych w oparciu o stosowane standardowe wzorce FIDIC.	

3.3 Metodyki zarządzania przedsięwzięciami

Propagowaniem wiedzy i doświadczenia z zakresu zarządzania projektami na całym świecie zajmuje się stowarzyszenie International Project Management Association. Dążenie do realizacji projektów w sposób kompleksowy oraz chęć rozpowszechnienia dobrych praktyk w dziedzinie zarządzania inwestycjami przyczynił się do powstania w różnych krajach, także w Polsce organizacji stowarzyszonych z IPMA. W Wielkiej Brytanii powołano APM (Association for Project Management (www.apmgroup.co.uk), we Francji - AFITEP Association Francophone de Management de Projet (www.afitep.fr), w Niemczech - GPM Deutsche Gesellschaft für Projektmanagement e.V. (www.gpm-ipma.de), w Szwajcarii - SPM

Schweizerische Gesellschaft für Projektmanagement (www.spm.ch), w Austrii - AIPM (Australian Institute of Project Management (www.aipm.com.au), natomiast w Polsce - SPMP Stowarzyszenie Project Management Polska (www.spmp.org.pl). Są to wiodące stowarzyszenia IPMA. Do podstawowych zadań tych organizacji należy tworzenie standardów zawodowych i etycznych dla *project manager's* z uwzględnieniem warunków i regulacji prawnych charakterystycznych w danym kraju, tworzenie płaszczyzny wymiany doświadczeń i doskonalenia zawodowego oraz budowanie sieci kontaktów krajowych i międzynarodowych.

Dzięki wzajemnej międzynarodowej współpracy zostały opracowane standardy prowadzenia przedsięwzięć. Jednym z najbardziej popularnych jest standard amerykańskiej organizacji Project Management Institute (PMI) opublikowany m.in. w postaci wytycznych „A Guide to the Project Management Body of Knowledge”, które zostały przyjęte przez organizację standaryzacyjną ANSI (American National Standards Institute) jako obowiązujący w zakresie realizacji przedsięwzięć w USA [9]. Drugi co do popularności standard opracowano w Wielkiej Brytanii, mianowicie PRINCE2 (PROjects IN CONTROLLED ENVIRONMENTS), czyli prowadzenie przedsięwzięć w środowisku kontrolowanym [10]. Metodyka PMI wydaje się bardziej popularna, gdyż podaje gotowe narzędzia pomiaru. Natomiast konkurencyjna do niej PRINCE2 koncentruje się na procesach, przygotowaniu szablonu procesów, starając się zapewnić standaryzację i powtarzalność przedsięwzięć. Zatem trudno jednoznacznie wskazać, wyższość jednej metodyki nad drugą. Różnią się natomiast w podejściu do definicji przedsięwzięcia (w przypadku przedsięwzięć budowlanych „*project*” w wolnym tłumaczeniu traktowany powinien być jako przedsięwzięcie, aczkolwiek częściej funkcjonuje w potocznej nomenklaturze nazwa projekt). Metodyka PMBOK®PMI definiuje *projekt* jako „tymczasową działalność podejmowaną w celu wytworzenia unikalnego wyrobu, dostarczenia unikalnej usługi bądź osiągnięcia unikalnego rezultatu”. Zarządzanie *projektami* natomiast polega na „stosowaniu wiedzy, umiejętności, narzędzi i technik w działaniach projektowych, w dążeniu do osiągnięcia wyznaczonego celu”. Metodyka PRINCE2 skupia się na zagregowaniu i usystematyzowaniu zasad organizacji i zarządzania *projektem*. Według niej „projekt to sposób prowadzenia przedsięwzięć gospodarczych zmierzający do wytworzenia produktu uzasadnionego biznesowo, w ramach określonego czasu, budżetu, z odpowiednią strukturą organizacyjną, rolami i zakresami odpowiedzialności”. Zatem można pokusić się o śmiałe stwierdzenie, że standard ten bardziej odzwierciedla rynek europejski. Natomiast IPMA, której istotą działalności jest promowanie i popularyzowanie wiedzy z zakresu zarządzania *projektami* wydała dokument z wytycznymi o charakterze zbliżonym do PMBOK®PMI Guide (IPMA Competence Baseline = ICB). Definicja *projektu* według owych wytycznych brzmi: projekt jest przedsięwzięciem, w którym zasoby ludzkie, rzeczowe i finansowe są zorganizowane w nowatorski sposób, w celu wykonania unikatowego zakresu prac, z daną specyfikacją, z ograniczeniami kosztu i czasu, w okresie pełnego cyklu trwania projektu, dla uzyskania korzystnych zmian określonych przez cele jakościowe i ilościowe”. W tym ujęciu zarządzanie *projektami* to „planowanie, organizacja, monitorowanie i kierowanie wszystkimi aspektami projektu oraz motywowanie wszystkich jego uczestników, prowadzące do pewnego osiągnięcia celów projektu bezpiecznie i w ramach uzgodnionego czasu, kosztu i kryteriów wykonania”.

Wymienione standardy nie są jedynymi funkcjonującymi wśród osób zajmujących się prowadzeniem przedsięwzięć, aczkolwiek pozostałe znajdują zastosowanie głównie przy realizacji przedsięwzięć informatycznych m.in. Model CMMI (Capability Maturity Model Integration), Rational Unified Process (RUP), Microsoft Solution Framework (MSF), Scrum, Six Sigma (wykorzystana również w produkcji, jako sposób poprawienia jakości i obniżenia kosztów wytwórczych), Information Technology Infrastructure Library (ITIL), Control Objectives for Information and Related Technology (COBIT, metodyka wspierająca zarządzanie, kontrolę i audyt systemów informatycznych podając gotowe miary, techniki i narzędzia), eXtreme Programming. W Polsce do najbardziej rozpowszechnionych standardów zarządzania

przedsięwzięciami należą: Business Engineering, PMBOK®PMI, Enterprise Project Management, PRINCE 2 oraz ICB IPMA [11].

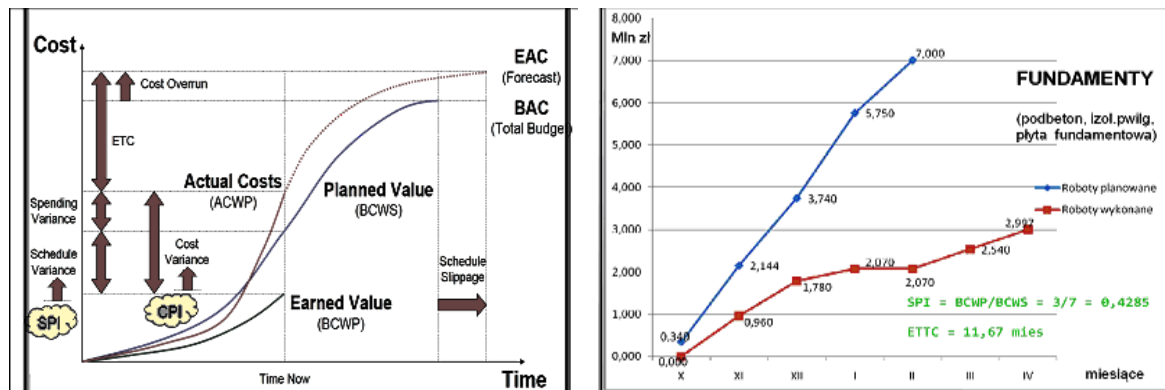
3.4 Metodologia Earned Value Management

Metoda Earned Value, zwana metodą wartości wypracowanej została rozwinięta w początkach lat sześćdziesiątych i wywodzi się z rozszerzonej analizy PERT. Jest jedną z najpopularniejszych metod wykorzystywanych do monitorowania i kontrolowania postępu robót. Najpierw została rozpowszechniona jako analiza finansowa w amerykańskim programie rządowym. Obecnie stanowi podstawowe narzędzie w ramach Project Management oraz Cost Engineering. Jej zastosowanie nie jest ograniczone poprzez rodzaj ani złożoność przedsięwzięcia. Jest powszechnie wykorzystywana przez Departament Obrony USA i NASA m.in. w inwestycjach budowlanych. Lata sześćdziesiąte przyniosły konieczność wprowadzenia ulepszeń w zakresie zarządzania, stąd w roku 1967 w USA Departament Obrony (The *Department of Defense*) wydał DoD Instruction 7000.2 Cost/Schedule Control Systems Criteria (C/SCSC) – podejście oparte na 35 kryteriach, traktowane jako narzędzie do kontroli finansowej przez analityków, lecz z uwagi na znaczny zakres ignorowane przez menadżerów. Zaś rok 1997 przyniósł DoD 5000.2-R Earned Value Management Systems jako lepiej zrozumiałą metodologię nie tylko dla specjalistów, ale także dla menadżerów kontraktów. W latach od 1995 do 1998, EVM (kryteria zredukowano do 32) została zaadoptowana do przemysłu jako norma EIA ANSI 748 –98. Obecnie rozpatrywana jako jedna podstawowych metod, wchodząca do kanonu dobrych praktyk propagowanych przez Project Management Instytut, umożliwiającą przewidywanie przyszłych wartości całkowitego kosztu oraz czasu realizacji przedsięwzięcia, a także sprawdzenie stopnia wykorzystania budżetu i wykonania harmonogramu robót. W pośredni sposób możemy wykorzystywać EV do kontroli ryzyka w aspekcie przekroczenia kosztów realizacji przedsięwzięcia i niedotrzymania terminu zakończenia inwestycji. Metoda ta opiera się na:

- mierzeniu postępów przedsięwzięcia,
- przewidywaniu kosztów i daty zakończenia przedsięwzięcia,
- analizowaniu niezgodności pomiędzy harmonogramem i budżetem przedsięwzięcia.

Jak wskazuje nazwa, „metoda wartości wypracowanej” odnosi się do pracy wykonanej w trakcie trwania przedsięwzięcia w odróżnieniu do klasycznego podejścia porównywania kosztów. Analiza natomiast opiera się na przeprowadzeniu kilku pomiarów wykorzystując odpowiednie wskaźniki w regularnych etapach w czasie realizacji przedsięwzięcia (MS Project, jak również inne programy wspomagają nas w tym zakresie). Podstawowe wskaźniki zestawiono w tablicy 2. Otrzymane wartości należy następnie porównać w celu oszacowania postępów przedsięwzięcia do wstępnych założeń (tablica 3). Jak wykazała praktyka, porównywanie rzeczywiście poniesionych kosztów do kosztów planowanych nie dało precyzyjnego obrazu stanu przedsięwzięcia z racji tego, że nie wykazało aktualnego postępu prac. Zatem możliwość odniesienia osiągniętych wyników finansowych do stanu realizacji poszczególnych prac, wydaje się właściwsze i daje pełniejszy obraz realizacji przedsięwzięcia. Oczywiście jak większość metod ma swoje zalety, ale też i pewne ograniczenia. Niektórzy autorzy podkreślają, że w metodzie tej powinno uwzględniać się tylko zadania wykonane. Oznacza to, że wiele prac bliskich ukończeniu nie będzie branych pod uwagę, co zaniży szacunki poczynionych postępów. Dlatego też doradza się podzielenie przedsięwzięcia na mniejsze elementy oraz procentowe określenie zaawansowania postępu zadania. Innym zagadnieniem jest odnoszenie odchylenia od harmonogramu do jednostek kosztowych a nie czasowych. Kolejnym problemem jest nie tyle tworzenie co zmiana tzw. linii bazowej w obliczu postępu robót i zaistniałych sytuacji w trakcie realizacji (rys.3). Wobec tego wymagana jest pewna dyscyplina przy budowie i utrzymaniu harmonogramu. Taka sytuacja ma miejsce przy realizacji przedsięwzięć innowacyjnych, gdzie

w trakcie mogą nastąpić zmiany i nieprzewidziane zdarzenia. Wówczas zmienia się zakres budżetu jak i niekiedy harmonogramu, a to z kolei ma wpływ na oszacowanie terminu zakończenia przedsięwzięcia. Jednakże pewne nieścisłości nie umniejszają zalet i potencjału metody Earned Value.



Rys.3. Krzywe S-kontrola postępu robót: a) teoretyczna, b) praktyczna

Sięgając podstaw organizacji produkcji budowlanej, zaadaptowane metody weryfikacji stanu przedsięwzięcia do polskich warunków realizacyjny nie umniejszają roli stosowanych z powodzeniem do dnia dzisiejszego esogramów przedstawiających narastanie zużycia danego zasobu (tak nazwanych z uwagi na kształt krzywych) analiz czasowo-kosztowych i metody ścieżki krytycznej (CPM). Uzupełniają się i pozwalają natomiast na bardziej obrazowe i czytelniejsze przedstawienie wyników. Analizy czas-koszt pozwalają na optymalizację przedsięwzięć z punktu widzenia czasu (skracany jest czas realizacji przedsięwzięcia poprzez przyspieszanie czynności leżących na ścieżce krytycznej) przy jednoczesnym, dopuszczalnym wzroście kosztów. Analizę postępu robót należy rozpatrywać łącznie ze ścieżką krytyczną. Według Earned Value możemy mieć opóźnienie w wykonaniu danego zadania, jednakże z drugiej strony czynność ta może dysponować dodatkowym zapasem swobodnym, umożliwiającym wydłużenie czasu trwania, nie powodując opóźnienia czynności następnej, a co za tym idzie nie wpłynie na termin zakończenia całego przedsięwzięcia [12].

Tablica 2. Ocena stanu przedsięwzięcia przy wykorzystaniu podstawowych wskaźników

		Wskaźniki kosztu		
		CV>0 CPI >0	CV=0 CPI =0	CV<0 CPI <0
Wskaźniki czasu	SV>0 SPI >0	wyprzedzenie harmonogramu nie wykorzystanie budżetu	wyprzedzenie harmonogramu utrzymanie budżetu	wyprzedzenie harmonogramu przekroczenie budżetu
	SV=0 SPI =0	prace wykonywane zgodnie z harmonogramem nie wykorzystanie budżetu	prace zgodnie z harmonogramem i budżetem	prace wykonywane z harmonogramem przekroczenie budżetu
	SV<0 SPI <0	znaczne opóźnienie w harmonogramie nie wykorzystanie budżetu	znaczne opóźnienie w harmonogramie oraz utrzymanie budżetu	znaczne opóźnienie w harmonogramie oraz przekroczenie budżetu

Na uwagę zasługuje fakt znacznego rozpowszechnienia dyskutowanej metodologii, która wzbudza zainteresowanie wśród polskich inżynierów kontraktów. W roku 2006 Australijski Komitet Normalizacyjny wydał normę AS 4817-2006 - Project performance measurement using Earned Value jako zastąpienie AS 4817-2003. Norma ta została opracowana na podstawie przewodnika PMBOK®PMI 2000 Edycja v1.2 wydanego przez PMI oraz normy amerykańskiej ANSI / EIA - 748 -1998 z jednoczesnym dostosowaniem do warunków i regulacji australijskich. Celem owej

normy jest: zdefiniowanie podstawowych elementów metody EVPM, określenie narzędzi pomiaru wdrożenia EVPM, zapewnienie podstaw do wprowadzenia metody we wszystkich branżach i dla każdego przedsięwzięcia, określenie korzyści z jej stosowania oraz zapewnienie kompatybilności w obowiązującymi w australijskimi i międzynarodowymi standardami.

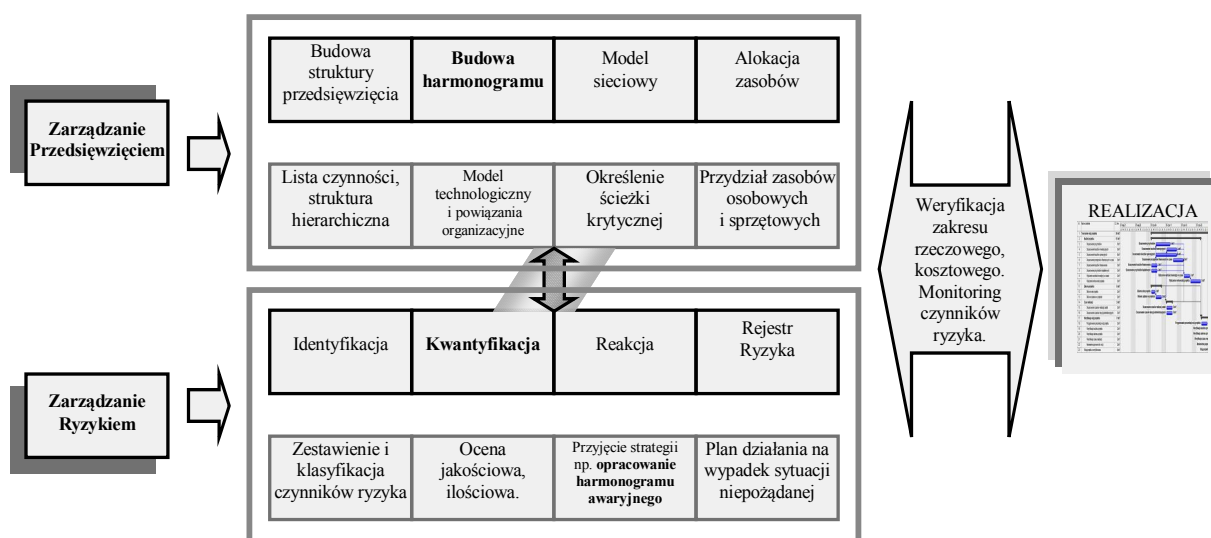
Tablica 3. Przykładowa analiza wskaźników

<p>Prowadzone prace wyprzedzają harmonogram, budżet nie został przekroczony</p>	<p>Prowadzone prace są opóźnione względem harmonogramu, budżet nie został przekroczony</p>
<p>Prowadzone prace wyprzedzają harmonogram, budżet przekroczony</p>	<p>Prowadzone prace są opóźnione względem harmonogramu, budżet przekroczony</p>

4 SZACOWANIE RYZYKA W INŻYNIERII PRZEDSIĘWZIĘĆ BUDOWLANYCH

Stwierdzenie, że każdej działalności towarzyszy ryzyko nie jest oryginalne ani odkrywcze. Na pewno bardziej interesujące są prowadzone ustawnie badania w zakresie identyfikacji czynników ryzyka w przedsięwzięciach budowlanych oraz ich ilościowy zapis przy wykorzystaniu dostępnych miar, głównie statystycznych wykorzystujących własności zmiennych losowych. [13-20]. Konieczność pomiaru ryzyka czasu oraz ryzyka przekroczenia planowanych kosztów wynika z charakteru przedsięwzięć, stopnia skomplikowania procesu realizacji i jego organizacji, złożoności konstrukcji, warunków działania, otoczenia inwestycji, itp. W ślad za tym prowadzone są prace nad stworzeniem uniwersalnych, elastycznych procedur oraz metod kwantyfikacji ryzyka z możliwością wykorzystania wyników do planowania i przy realizacji inwestycji. Stąd też rozpatrywana jest konieczność tworzenia harmonogramów alternatywnych (awaryjnych) uwzględniających wybrane czynniki ryzyka, charakterystyczne dla danego przedsięwzięcia, jako podstawowe narzędzie planowania prac, weryfikacji zakresu rzeczowego i kontroli postępu robót. Patrząc na rozwój tzw. *risk management* w przedsięwzięciach za granicą (odzwierciedlone także poprzez bogatą literaturę przedmiotu [21-23] i polskie próby wdrożenia głównie w dużych przedsiębiorstwach można wysnuć wniosek, że badania nad nie tyle postrzeganiem ryzyka ile jego kwantyfikacją zmierzają w kierunku poszukiwania właściwych i bardziej adekwatnych metod jego oceny. W Polsce problem ryzyka rozpatrywany jest w ramach zapisów kontraktowych, opracowywania procedur postępowania lub szacowania wielkości ryzyka związanego z inwestowaniem na etapie planowania inwestycji, rzadziej jako monitoring

czynników ryzyka w trakcie całego procesu inwestycyjnego, z podaniem zmian istotności, wartości prawdopodobieństwa wystąpienia i wielkości szkody poszczególnych czynników, wrażliwości na wynik finansowy inwestycji (rys.4). Problem identyfikacji czynników można powiedzieć, że został rozwiązany i z powodzeniem wykorzystywane są tzw. lity sprawdzeń (check lists) oczywiście uzupełniając je w zależności od charakteru i specyfiki przedsięwzięcia. Natomiast udział danego ryzyka i jego wpływ w trakcie procesu inwestycyjnego jest zmienny, co także powinno podlegać stałej kontroli. Podstawowa miarą wykorzystywaną przy szacowaniu ryzyka zarówno przy ocenie opłacalności przedsięwzięć inwestycyjnych, bądź przy zarządzaniu projektami informatycznymi jest iloczyn prawdopodobieństwa wystąpienia oraz rozmiaru szkody. Wymaga to wiedzy i doświadczenia od decydenta i wynika z jego stosunku do ryzyka (subiektywizm oceny).



Rys. 4. Uproszczony schemat procedury równoczesnego zarządzania przedsięwzięciem i ryzykiem

Pierwsze przypadki oceny ryzyka były oparte na niezawodności. Metody te same w sobie poddawane były ewolucji. Wykorzystuje się tu elementy teorii niezawodności i z powodzeniem nadają się do analizy czasu realizacji procesów technologicznych. Początkowo opierano się na sposobach rezerwowania, czyli redundancji, później uwzględniono też tzw. zwłokę czasową, czyli inercję. Analiza ryzyka została rozszerzona poprzez niezawodność działania systemów (np. produkcyjnych). Skonstruowano symulator uwzględniający strukturę szeregową, przy czym każdy element systemu (faza) mógł posiadać dowolną strukturę oraz zwłokę. Każdy element pracował dwu-stanowo: praca (zdatność) – przestój. Metoda ta wymaga nie tylko sprecyzowania struktury systemu, lecz także typów rozkładów tych dwóch stanów dla każdego elementu tak sformułowanego systemu. Jako efekt końcowy można otrzymać dwa rozkłady: poprawnej pracy systemu oraz przestojów systemu. Metoda ta nadaje się przede wszystkim do oceny niezawodności przedsięwzięć, w których można wysublimować ciągi technologiczne [7].

Wcześniejsze analizy ryzyka opierały się na niezawodności i prawdopodobieństwie dotrzymania terminu końcowego. Obecnie dąży się do wzmocnienia analizy ryzyka za pomocą innych metod. Korzysta się z wiedzy i zasobów narzędziowych innych dziedzin i kierunków naukowych, głównie ekonomii (w tym inżynierii finansowej), matematyki (statystyka matematyczna, probabilistyka) oraz z zakresu badań operacyjnych.

Przykładem są tu metody dyskontowe, stosowane głównie przez inwestorów i zarządy przedsiębiorstw budowlanych do oceny opłacalności przedsięwzięć inwestycyjnych. Metody te opierają się na porównaniu nakładów do efektów realizowanych w różnych okresach wykorzystując technikę dyskontowania. Miarą wartości przedsięwzięcia może być zdyskontowany planowany zysk, czyli Net Present Value (NPV). Ryzyko natomiast mierzy się

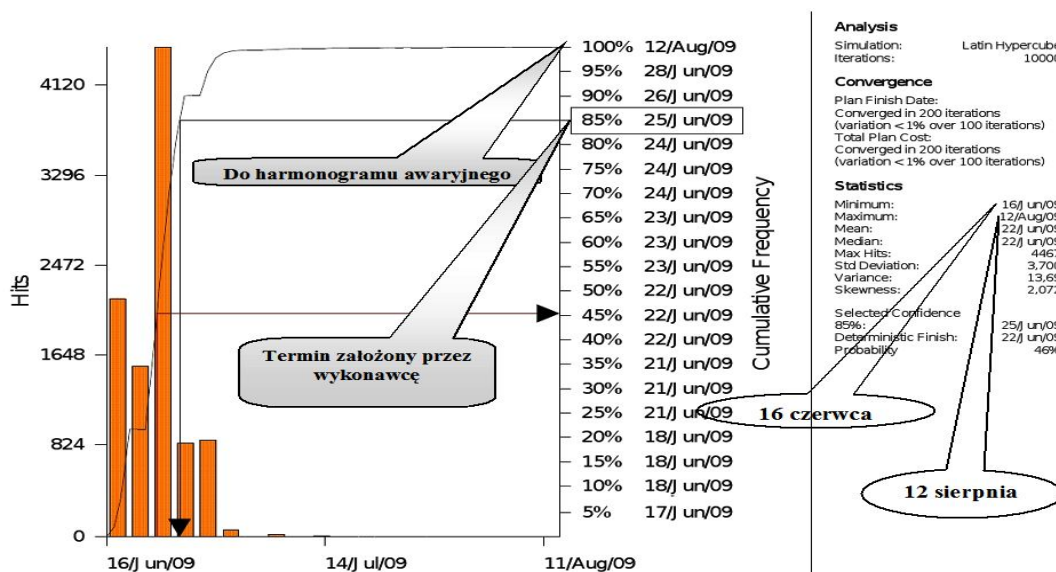
wykorzystując odchylenie standardowe oraz współczynnik zmienności, czyli określenie wartości ryzyka przypadającego na jednostkę produkcji. Zwykle w przypadku oceny przedsięwzięć inwestycyjnych ryzyko ujmowane jest w stopie dyskontowej. Szczególnym przypadkiem stopy dyskontowej jest Internal Rate of Return (IRR). Stosując wspomniane metody, warto pamiętać, że niektóre z nich wrażliwe są na nierównomierne przepływy, stąd wynik analiz może być niemiernodajny oraz obciążony błędem.

Drugi interesujący nurt rozwoju tych metod, wywodzi się z analizy modeli sieciowych, a kończy się na metodzie Earned Value (EV) oraz na metodzie Earned Schedule (ES). Są to metody raportowania. Ich celem jest szacowanie całkowitych kosztów przedsięwzięcia na podstawie rozbieżności pomiędzy monitorowanymi aktualnymi kosztami i postępami robót a harmonogramem i planem uruchomienia środków finansowych. Wykrywanie potencjalnych zagrożeń dla planu jest istotą tych metod. Miarami są odchylenia od kosztów i czasu. Jeśli metody dyskontowe są bardziej przydatne inwestorom, to metody EV i ES są bardziej pomocne *project manager's* oraz kierownikom budów wykorzystując w tym zakresie bogate oprogramowania (MS Project, Pertmaster, Primavera, itp.)

Doświadczenie pokazuje, że ze względów użytkowych właściwą formą miary ryzyka jest kontyngencja czasu i kontyngencja kosztów [8]. Kwota kontyngencji oznacza kwotę pieniędzy, jaką powinien zgromadzić wykonawca jako zabezpieczenie realizacji przedsięwzięcia przy zakładanym poziomie ryzyka. Okres kontyngencji oznacza wydłużenie czasu realizacji przedsięwzięcia, które wykonawca powinien zaakceptować przy zakładanym poziomie ryzyka.

Jedną z pierwszych metod dotyczącą identyfikacji i wcześniejszej kontroli czynników ryzyka była metoda COMPASS (1996, USA). Była to metoda typu Decision Support System i obejmowała cztery moduły, które wykorzystywały Microsoft Excel do tworzenia baz danych. Rok 2000 przyniósł dalsze interesujące metody, np. RAMP oraz ICRAM. Metoda RAMP opracowana w Wielkiej Brytanii jest już usystematyzowanym procesem identyfikacji, oceny i zarządzania ryzykiem w przedsięwzięciach inwestycyjnych. Metoda ICRAM opracowana w USA służy do analizy ryzyka na budowlanym rynku międzynarodowym. Rozważa się w niej trzy poziomy ryzyka: poziom makro, poziom rynku, poziom przedsięwzięcia, uwzględniając korelację czynników ryzyka pomiędzy tymi poziomami. Metoda zakłada stałą listę 73 zagrożeń analizowanych dla każdego przedsięwzięcia. W Polsce powstała metoda MOCRA (Method of Construction Risk Assessment). Jest to metoda etapowa, tj. opierająca się na 8 krokach. Wykorzystuje ideę zaproponowaną w metodzie ICRAM, polegającą na trzystopniowej ocenie przedsięwzięcia. W piątym kroku, po identyfikacji i specyfikacji czynników ryzyka, następuje ich skwantyfikowanie, prowadząc do uwzględnienia ryzyka pozostałego w harmonogramie [19].

Alokacja ryzyka w harmonogramie ma istotne znaczenia. Daje prognozę najbardziej prawdopodobnego terminu/kosztu zakończenia przedsięwzięcia. Symulowane są możliwe do wystąpienia czasy trwania czynności oraz całego przedsięwzięcia wykorzystując do tego generator liczb losowych. Wykorzystywana jest znajomość różnych typów rozkładów, traktując poszczególne czynności w harmonogramie jako zmienne losowe i przyporządkowując odpowiedni rozkład (najczęściej BetaPert). Wynik symulacji to histogram przedstawiający rozkład czasu zakończenia przedsięwzięcia (rys. 5). Niektóre programy do harmonogramowania wymagają wykorzystania dodatkowej nakładki do symulacji (jak np. MS Project). W efekcie dostajemy informacje o minimalnym i maksymalnym czasie trwania, gdzie rozrzut między tymi wielkościami niekiedy może być stosunkowo duży. Stanowi to przesłankę do opracowania harmonogramu alternatywnego, który powinien być opracowany dla najpóźniejszego terminu zakończenia przedsięwzięcia otrzymanego w wyniku symulacji. Jednakże kontrola postępu robót z ramienia przedsiębiorstwa powinna przebiegać zgodnie z harmonogramem uzgodnionym z wykonawcą zakładającym wcześniejszy termin ukończenia prac.



Rys. 5. Symulacja czasu wykonania robót budowlanych w aspekcie przyjętego poziomu ryzyka

Kontynuując rozważania poświęcone analizie ryzyka w przedsiębiorstwach, należy nadmienić o przygotowanych opracowaniach wyznaczających normatywy postępowania oraz normy pomiaru efektów celem stworzenia powtarzalności, uniwersalności w zakresie zarządzania w procesie inwestycyjnym. Opublikowana przez Polski Komitet Normalizacyjny norma międzynarodowa PN-IEC 62198 do zarządzania ryzykiem w przedsiębiorstwie zawiera opis praktyk i procedur związanych z identyfikowaniem, analizowaniem, ocenianiem, monitorowaniem, komunikowaniem ryzyka w sposób umożliwiający przedsiębiorstwu na minimalizowanie strat i maksymalizację korzyści. Zakres normy ma zastosowanie do każdego rodzaju przedsięwzięcia o charakterze technicznym. Wykorzystano w niej podejście procesowe, z podaniem podprocesów, jak: ustalenie kontekstu łącznie z potwierdzeniem celów przedsięwzięcia, identyfikacja, ocena i analiza ryzyka, postępowanie z ryzykiem, przegląd i monitorowanie, komunikacja oraz zdobywanie doświadczenia z przedsięwzięć. Wśród procedur zarządzania ryzykiem norma podaje także możliwe metody analizy m.in.: metody probabilistyczne, symulację komputerową ryzyka (Monte Carlo), drzewa decyzyjne, techniki statystyczne, analizę sieciową, analizę rodzajów i skutków uszkodzeń FMEA [IEC 60812], analizę drzewa niezdatności FTA [IEC 61025] oraz analizę wrażliwości.

Kompleksowe opracowanie poświęcone ryzyku pt.: *Zarządzanie ryzykiem w przedsiębiorstwie; Narzędzia i techniki wspomagające* (Krajowy System Zarządzania BPI, 2007) wydane przez Ministerstwo Infrastruktury, skupia uwagę na sprecyzowaniu całego procesu zarządzania ryzykiem prowadzącego do minimalizacji prawdopodobieństwa wystąpienia, skutków zdarzeń oraz okoliczności negatywnie wpływających na cele przedsięwzięcia, z wyróżnieniem metod wspomagających jego analizę. Zawarte w nim wytyczne, metody i narzędzia oraz usystematyzowane etapy analizy gwarantują powtarzalność oraz zapewniają optymalne warunki dla sprawnego prowadzenia przedsięwzięć poprzez minimalizację wpływu czynników zakłócających. Jednocześnie zachowując elastyczność w zakresie dostosowania zapisów i wskazówek do typu przedsięwzięcia.

Stając w obliczu złożoności przedsięwzięć budowlanych wymagających wariantowania robót, konieczności prowadzenia ciągłych analiz finansowych w trakcie realizacji inwestycji z uwagi na ewentualne odchylenia kosztów rzeczywistych od planowanych, dostępnych zasobów narzędziowych, metod i technik analizy ryzyka istotne jest podejście, sposób postrzegania i stosunek do ryzyka oraz konsekwencja wdrażania procedur. Dzięki podjętej próbie tworzenia standardów w procesie projektowania i wykonawstwa eliminowana jest niestabilność procesów, zawodność, obniżenie jakości, nieprzewidywalność zdarzeń, itp.

5 ZINTEGROWANE SYSTEMY ZARZĄDZANIA W BUDOWNICTWIE

U schyłku XX wieku zauważono, że stworzone wcześniej struktury organizacyjne oraz procesy pracy przestają być efektywne. Radykalną odpowiedzią na ułomności zarządzania klasycznego było wdrożenie tzw. Business Process Reengineering, a w budownictwie standardów ISO oraz warunków kontraktowych.

Nowy paradygmat zarządzania został oparty na zarządzaniu procesowym. Zarządzanie procesowe obejmuje cały zestaw działań związanych z określeniem struktury procesów, ich identyfikacją, kwantyfikacją, odwzorowaniem, ustaleniem celów i mierników dla poszczególnych procesów, podmiotów (właścicieli, uczestników), sposobu nadzoru i monitorowania. Umożliwia właściwe wykorzystanie zasobów istniejących w organizacji, również powala na bardziej wszechstronne wykorzystanie mechanizmów planowania strategicznego. Zarządzanie procesowe stało się fundamentem nowoczesnego systemu zarządzania, w tym podstawą trzech znanych koncepcji: Business Process Reengineering, Lean Management oraz Total Quality Management.

Istotnym elementem w podejściu procesowym do zarządzania przedsiębiorstwem jest zmiana struktury organizacyjnej, która uwzględnia potrzebę większej mobilności pracowników, oraz ich wiedzy, doświadczenia, a także informacji. Oznacza to, że zmierza się do utworzenia takiej konfiguracji procesów, w której nacisk położony będzie na uzyskanie struktury o jak największym udziale procesów dających wartość dodaną.

Zarządzanie procesowe umożliwiło międzynarodową standaryzację w zarządzaniu. Powstały tzw. zintegrowane systemy zarządzania.

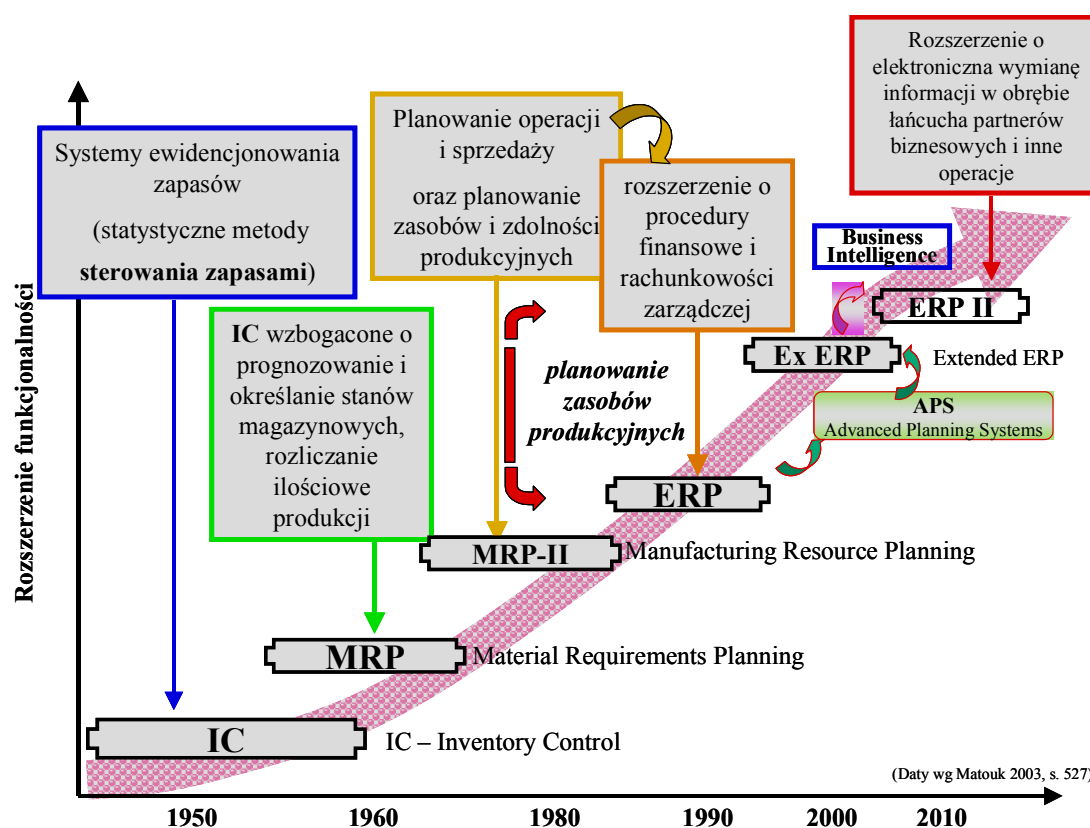
Według British Standards zintegrowany system zarządzania to połączenie procesów, procedur i praktyk działania stosowanych w organizacji w celu wdrożenia jej polityki, które może być bardziej skuteczne w osiągnięciu celów wynikających z polityki niż podejście poprzez oddzielne systemy [PD6777 Guide].

Zintegrowany system zarządzania składa się z różnych podsystemów. Zazwyczaj podstawą większości takich działań jest System Zarządzania Jakością zgodny z wymaganiami normy ISO 9001. Najczęściej integracja dotyczy dwóch lub trzech wybranych systemów. Wiele przedsiębiorstw integruje system zarządzania jakością z następującymi systemami:

- systemem zarządzania środowiskowego ISO 14001,
- systemem zarządzania bezpieczeństwem i higieną pracy PN-N/OHSAS 18001, systemem zarządzania bezpieczeństwem informacji ISO 27001,
- z systemami sektorowymi (ISO 22000, HACCP, GMP+, GMP, GHP) i wymaganiami np. AQAP (Allied Quality Assurance bazującymi na ISO 9000) itp.

Zasada funkcjonowania systemów w poszczególnych standardach jest ta sama i jest zachowana w systemie zintegrowanym. Poszczególne systemy zarządzania oparte są na cyklu PDCA (Plan-Do-Chek-Act), zwanym kołem Deminga, zgodnie z krajową normą PN-ISO/IEC 27001:2000.

Nowa ISO 9001 została zatwierdzona przez CEN jako EN ISO 9001:2008 i jest już wprowadzona do Katalogu Polskich Norm metodą przedruku z tłumaczeniem, jako PN-EN-ISO 9001:2009. ISO (Międzynarodowa Organizacja Normalizacyjna) oraz IAF (Międzynarodowe Forum Akredytacji) uzgodniły plan wdrożenia mający na celu zapewnienie łagodnego przejścia akredytowanej certyfikacji na ISO 9001:2008. Takie stanowisko przyjęła także TÜV NORD.



Rys. 6. Ewolucja zintegrowanych systemów informatycznych wspomagających zarządzanie. Ewolucję i implementację zintegrowanych systemów informatycznych wspomagających zarządzanie przedstawia rys. 6. Droga rozszerzania funkcjonalności tych systemów zaczyna się od bilansowania i sterowania zapasami, dalej następuje planowanie zasobów, w tym tzw. zasobów czynnych i biernych. Wysoko w tej hierarchii znajdują się systemy ERP (Enterprise Resource Planning - planowanie zasobów przedsiębiorstwa), będących właśnie zbiorem systemów informatycznych wspomagających zarządzanie. Systemy ERP zbudowane są ze współpracujących ze sobą modułów występujących w takich obszarach jak: zarządzanie produkcją podstawową i pomocniczą, gospodarka magazynowa, utrzymanie parku maszynowego, zarządzanie zasobami ludzkimi, logistyka, sprzedaż, zarządzanie finansami, księgowość budżetowanie [16].

ERP staje się standardem zarządzania i jest istotnym wyznacznikiem postępu przedsiębiorstwa budowlanego. Umożliwia bowiem przedsiębiorstwom przetwarzanie danych w czasie rzeczywistym w zintegrowanym, zorientowanym na procesy środowisku. Ponadto w systemach ERP/MRP nowszych generacji stosowane są mechanizmy, które umożliwiają symulowanie różnorodnych posunięć i analizę ich skutków. Mimo że ERP staje się dopiero standardem, czyli podstawowym narzędziem zarządzania, to należy już teraz rozważyć wdrożenie rozwiązań klasy Business Intelligence (controlling, budżetowanie, przesyłanie danych), które działając w oparciu o hurtownie danych, umożliwiają wielowymiarowe analizy zgromadzonych w systemie ERP danych.

W krajach zachodnich nie tylko zwraca się na informatykę w zarządzaniu, ale i na systemy CRM (Customer Relationship Management), czyli na zestaw procedur i narzędzi istotnych w zarządzaniu kontaktami z klientami (zleceniodawcami). Należy przypuszczać, że jest to wynikiem dwóch czynników, których jeszcze w pełni nie osiągnęliśmy, tj. kultury w biznesie i „ustabilizowania” w gospodarce rynkowej.

Niestety, nie wszystkie przedsiębiorstwa budowlane w Polsce wdrożyły systemy zintegrowane. Proces ten jest powolny, bowiem jeszcze rentowność można uzyskać prostymi

rozwiązaniami. Polscy biznesmeni z sektora budowlanego stoją przed trudnym wyborem między odległą korzyścią (jaką przyniosą technologie informatyczne w przyszłości) a krótkoterminowym profitem wynikającym z liczby realizowanych zamówień. Dzięki wymianie informacji, wzrostowi wykształcenia i operowania międzynarodowym kapitałem zmienia się jednak mentalność, określana „myśleniem horyzontalnym” lub „myśleniem procesowym”.

6 PODSUMOWANIE

Proces inwestycyjny wymaga kompleksowego podejścia do zarządzania, gdzie jasno określone byłyby role i zadania jego uczestników i ich wzajemne relacje, oraz zakresy poszczególnych etapów. Możliwość finansowania inwestycji ze środków pomocowych (np. PHARE), środków z Unii Europejskiej przyczynił się do rozpowszechnienia światowych standardów, w tym uporządkowanych procedur prowadzenia i nadzorowania przedsięwzięć uznawanych przez Bank Światowy. W ślad za tym w Polsce ruszyły prace nad standaryzacją, tworzeniem i modyfikacją regulacji procesu inwestycyjnego zmierzające do ujednoczenia zasad, metod, algorytmów postępowania, tak aby zaproponować zestaw norm identycznych lub bardzo zbliżonych dla każdego przedsięwzięcia. Standaryzacja natomiast pozwoli na:

- zwiększenie jakości wykonania, wydajności i efektywności
- wykorzystanie różnych sposobów podejścia oraz zapewnienie osiągnięcia celów, w zakresie jakości (przez wdrożenie m.in. Total Quality Management), w zakresie analizy i monitoringu kosztów oraz czasu (Earned Value, Earned Schedule, NPV, itp.),
- tworzenie zintegrowanych systemów zarządzania, przy wykorzystaniu technologii informatycznych, stanowiąc platformę wymiany informacji, usprawniając przepływ danych, optymalizując procesy.

Obecnie standardem zarządzania i istotnym wyznacznikiem postępu przedsiębiorstwa budowlanego staje się ERP (Enterprise Resource Planning - planowanie zasobów przedsiębiorstwa).

Bogate już są doświadczenia w zakresie standaryzacji w zarządzaniu ryzykiem. Nowy paradygmat zarządzania jedynie sprzyja identyfikacji i kwantyfikacji ryzyka. Natomiast koniecznością staje się równoczesne zarządzanie przedsiębiorstwem i ryzykiem. Z szerokiej gamy technik, w tym dyskontowych i raportowania, na uwagę zasługują – ze względów użytkowych – kontyngencja czasu i kosztów oraz tzw. harmonogramy awaryjne. Warunki kontraktowe – będące w standardach międzynarodowych – wymuszają nie tylko przyjęcie odpowiedniej struktury organizacyjnej lecz także wskazują na zakres odpowiedzialności i podział ryzyka.

Standaryzacji w budownictwie sprzyjają stworzone w różnych krajach, przez różne organizacje tzw. metodyki zarządzania przedsięwzięciem. Dzięki wzajemnej międzynarodowej współpracy już zostały opracowane takie standardy, które m.in. obejmują: planowanie, organizację, monitorowanie, kierowanie, jak również bezpieczeństwo, czas, koszt i kryteria wykonania. W Polsce do najbardziej rozpowszechnionych standardów zarządzania przedsięwzięciami należą: Business Engineering, PMBOK®PMI, Enterprise Project Management, PRINCE 2 oraz ICB IPMA.

W Polsce duże znaczenie w standaryzacji procesu inwestycyjnego (oraz w samej mentalności uczestników tego procesu) miało wdrożenie tzw. Warunków Kontraktowych FIDIC jako umowy cywilno – prawnej pomiędzy Zamawiającym (Inwestorem) a Wykonawcą. Nieocenioną rolę odgrywa w tych strukturach Inżynier Kontraktu, jako niezależna jednostka (osoba fizyczna lub zespół), zatrudniona przez zleceniodawcę. Jednakże Warunki te muszą być dostosowane do obowiązujących przepisów prawa polskiego w tym: Kodeksu Cywilnego, Prawa Budowlanego, Prawa Zamówień Publicznych, itp. Obowiązujące akty prawne regulują pewne obszary procesu i tylko w pewnym zakresie. Zatem obecny stan uregulowań w zakresie zarządzania procesem inwestycyjnym skłania do dalszych prób wprowadzenia standaryzacji i ujednoczenia procedur.

Dzięki podjętym próbom tworzenia standardów w procesie planowania i realizacji przedsięwzięć budowlanych eliminowana jest niestabilność procesów, zawodność, obniżenie jakości, nieprzewidywalność zdarzeń, itp.

PISMIENICTWO

- [1] Połośki M. (red.): Kierowanie budowlanym procesem inwestycyjnym, Wyd. SGGW, Warszawa 2009.
- [2] Madziar J.B.: Procedury pozwalające na efektywną realizację procesu inwestycyjnego, II Konferencja Project management – Perspektywy i Doświadczenia, Wyd. Ośrodek Doradztwa i Treningu Kierowniczego, Wrocław 2002, s.178-186.
- [3] Kapliński O.: Development and usefulness of planning techniques and decision-making foundations on the example of construction enterprises in Poland, Technological and Economic Development of Economy, 2008, Vol.14, No.4, s. 492–502.
- [4] Kapliński O.: Information technology in the development of the polish construction industry, Technological and Economic Development of Economy, 2009, Vol.15, No.3, s. 437–452.
- [5] Kapliński O. (red.): Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych, IPPT PAN, Studia z zakresu inżynierii nr 57, Warszawa 2007.
- [6] Kapliński O.: Problems of the information technologies use in Polish construction sector: state of the art. Archives of Civil Engineering, Vol. 55, No 2, 2009, s. 173-198.
- [7] Kapliński O.: Modelling of construction processes: A managerial approach. IPPT PAN, Studia z Zakresu Inżynierii nr 43, Warszawa 1997.
- [8] Kasprowicz T.: Inżynieria przedsięwzięć budowlanych. ITE w Radomiu, Warszawa 2002.
- [9] A Guide to the Project Management Body of Knowledge, PMBOK Guide Third Edition., 2004
- [10] Managing Successful Projects with PRINCE2, Office of Government Commerce, 2009.
- [11] Koszłajda A.: Zarządzanie projektami IT, przewodnik po metodykach, Wydawnictwo HELION, Gliwice 2010.
- [12] Dałkowski B.: W trosce o publiczne pieniądze - zarządzanie projektami metodą Earned Value, Materiały z III Konferencji Project Management, s.1-8.
- [13] Akintoye A. S., MacLeod, M. J.: Risk analysis and management in construction, International Journal of Project Management, Vol. 15, No. 1, 1997, s. 31-38.
- [14] Dziadosz A.: Przegląd wybranych metod wspomagających analizę ryzyka przedsięwzięć budowlanych, Przegląd Budowlany, nr 7-8, 2010, s. 76-77.
- [15] Dziadosz A., Kapliński O.: Ryzyko w inżynierii przedsięwzięć budowlanych, Retrospekcja z konferencji w Ciechocinku (1999-2007) [w:] Strategie Zarządzania Ryzykiem w Przedsiębiorstwie – ryzyko przedsiębiorstwa a ryzyko projektu, X Międzynarodowa Konferencja Naukowa, Bydgoszcz 2008, s. 29-46.
- [16] Kapliński O.: Risk analysis of construction projects: From risk identification to contingency timetable. [w] A. Zingoni (Ed.), Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation, CRS Press Balkema, Taylor & Francis Group, London 2010. Abstract: 268, paper CD: 1051-1054.
- [17] Marcinkowski R.: Ocena ryzyka czasu i kosztów w planowaniu produkcji budowlanej, Przegląd Budowlany, 7-8, 2008, s. 70-74.
- [18] Shevchenko G., Ustinovichius L., Andruskevicius A.: Multi-attribute analysis of investment risk alternatives in construction, Technological and Economic Development Economy, Vol 14, No. 3, s. 428-443.
- [19] Skorupka D., Metoda identyfikacji i ocena ryzyka realizacji przedsięwzięć budowlanych, Wojskowa Akademia Techniczna, Warszawa 2007.
- [20] Zavadskas.E.K., Turskis Z. Timosaitiene J.: Risk assessment of construction projects, Journal of Civil Engineering and Management, Vol 16, no.1, 2010, s.33-46.

- [21] Chapman, C. & Ward, S.: Project risk management: Processes, techniques and insights (Second edn.). Wyd. John Wiley&Sons, Chichester 2003.
- [22] Raftery J., Risk analysis in project management, E&FN SPON, London 1994,
- [23] Thompson P.A., Perry J.G., Engineering construction risks, Wyd. Thomas Thelford, London 1992.

Wybrane normy, ustawy i rozporządzenia:

- Ustawa o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym z dnia 27 marca 2003 r. (Dz.U. Nr 80, poz. 717) .
- Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r (Dz.U. 1994 nr 89 poz. 414. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r.).
- Ustawa Prawo zamówień publicznych z dnia 29 stycznia 2004r. (Dz. U. z 2004r. nr 19, poz. 177 z późn. zmianami).
- Ustawa o koncesji na roboty budowlane lub usługi z dnia 9 stycznia 2009 r. (Dz. U. Nr 19, poz. 101).
- Ustawa Prawo ochrony środowiska z dnia 27 kwietnia 2001 r. (: Dz. U. z 2001 r. Nr 62, poz. 627).
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz. U. z dnia 15 czerwca 2002 r.).
- Rozporządzenie Rady Ministrów w sprawie szczegółowego sposobu i trybu finansowania inwestycji z budżetu państwa z dnia 3 lipca 2006r. (Dz.U. z 2006r., nr 120,poz. 831).
- IEC603000-3-9 Dependability management-Part3:Application Guide-Section 9: Risk analysis of technological systems.
- IEC 62198, Project risk management – Application guidelines.
- DOD (1997), Earned Value Management Implementation Guide, Washington: United States of America Department of Defense.
- AS 4817-2006, Project performance measurement using Earned Value.
- Zarządzanie Ryzykiem W Przedsięwzięciu, Narzędzia i techniki wspomagające ZPRP, Krajowy System Zarządzania BPI, Wydanie 1, 2007.
- Krajowy system zarządzania budowlanymi przedsięwzięciami inwestycyjnymi finansowanymi z udziałem środków publicznych i pomocowych Unii Europejskiej (KSZBPI). Projekt celowy Nr 6T07 2004 C/6413.
- PD 6777:2003 Guide to practical implementation of JPEG 2000, British Standards, August 2003.

AN ATTEMPT OF MANAGEMENT PROCESS STANDARDIZATION AT THE STAGE OF PLANNING AND IMPLEMENTATION OF CONSTRUCTION PROJECTS

Summary

Economical changes, development of new technologies and organizational structures in construction companies management marks the direction in the way investment process is perceived from the standpoint of process approach. It facilitates proper utilization of resources existing in the company, and allows for comprehensive usage of strategic planning mechanisms. The influence of binding legal regulations, norms, directives and standard contractual conditions on the process of planning and implementation of construction projects is the foundation of this paper. Binding legal normative acts and their systematic amendments lead to working out transparent rules, patterns and procedures, precise definition of stages of the investment process, as well as rights and obligation of its participants.

Marek KAPRON¹
Roman GAJOWNIK²
Sebastian WALL³
Instytut Techniki Budowlanej

PRZYSZŁOŚĆ EUROKODÓW W POLSCE – NOWE KIERUNKI ROZWOJU

STRESZCZENIE

W referacie podano historię powstania europejskich norm projektowania konstrukcji EN/EC oraz przedstawiono ich krótką charakterystykę. Referat omawia stan wprowadzenia Eurokodów do krajowej normalizacji i pierwsze podstawowe oceny wynikające z konfrontacji EN/EC i PN-EN/EC z dotychczasowymi krajowymi normami projektowania PN-B. W dalszej kolejności referat omawia zobowiązania Polski w zakresie wdrażania Eurokodów wynikające z Dokumentu Informacyjnego L Komisji Europejskiej i warunki jakie powinny zostać spełnione aby te zobowiązania zostały w pełni zrealizowane. W referacie przedstawiono także podstawowe założenia europejskich prac normalizacyjnych w programie Eurokody, a także wskazano na możliwości wykorzystania koncepcji EN/EC w procesie wdrażania zasad zrównoważonego rozwoju w budownictwie.

Słowa kluczowe: Polskie Normy, wdrożenie Eurokodów, przyszłość Eurokodów, dyrektywa 89/106/EWG, rozporządzenie 305/2011.

1 WPROWADZENIE

Po zakończeniu II wojny światowej, w państwach Europy Zachodniej uwidoczniła się potrzeba swobodnej i nieskrępowanej wymiany towarów i usług, która z kolei wymusiła konieczność ujednoczenia przepisów, w tym przepisów techniczno budowlanych. Ujednoczenie to dotyczyło również opracowania wspólnych metod projektowania budynków i budowli [1].

Już w 1948 r. powstał Europejski Komitet Betonu (CEB – Comité Européen du Béton) grupujący pracowników nauki z dziedziny projektowania konstrukcji żelbetonowych. Organizacja ta współpracowała m.in. z Międzynarodową Federacją Betonu Sprężonego (FIP – Fédération International de la Précontrainte) oraz z Amerykańskim Instytutem Betonu (ACI – American Concrete Institute). W 1972 r., z inicjatywy połączonych organizacji CEB i FIP powstaje organizacja Połączone Komitety Bezpieczeństwa Konstrukcji (JCSS – Joint Committes for

¹ m.kapron@itb.pl

² r.gajownik@itb.pl

² s.wall@itb.pl

Structural Safety), która w 1978 r. opracowała obszerne międzynarodowe wytyczne dotyczące zapewniania niezawodności konstrukcji metodą częściowych współczynników bezpieczeństwa. W pracach nad wytycznymi brali także udział naukowcy „z żelaznej kurtyny”, w tym i z Polski. W końcowym etapie prac nad Modelem Normy CEB/FIP dla konstrukcji z betonu została podjęta akcja międzynarodowa pod hasłem „Obliczeń próbnych i porównawczych” (Trial and Comparison Calculations – TCC), której celem było:

- praktyczne wypróbowanie Modelu Normy w różnych krajach,
- porównanie zapasów bezpieczeństwa dla identycznych konstrukcji przez Model Normy i różne normy krajowe.

W wyniku przeprowadzonych w ramach TCC obliczeń porównawczych dla 16 krajów - członków CEB (w tym Polski), stwierdzono bardzo zróżnicowany poziom bezpieczeństwa w poszczególnych krajach, sięgający w skrajnych przypadkach ponad 100%. Współczynniki bezpieczeństwa przyjmowane w Polsce dla konstrukcji projektowanych wg PN-B-03264:1976, należały w tym okresie do jednych z najniższych w Europie [2].

Kolejny etap zacieśniania współpracy technicznej w Europie, dotyczący działań zmierzających do usunięcia w krajach Wspólnoty Europejskiej przeszkód w wymianie towarów i usług w budownictwie, poprzez ujednoczenie norm projektowania obiektów, został ustalony przez władze Wspólnoty w roku 1975. Prace nad tymi ujednoczonymi normami praktycznie rozpoczęły się dopiero po 1989, po przyjęciu przez Radę Wspólnoty Dyrektywy 89/106/EWG – w sprawie zbliżenia ustaw i aktów wykonawczych Państw Członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych. Dyrektywa zobowiązuje Państwa Członkowskie, aby na ich rynek trafiały wyroby budowlane „tylko wówczas, gdy nadają się do zamierzonego stosowania, to znaczy posiadają takie cechy, że obiekty, w których mają być wbudowane, będą spełniać wymagania podstawowe (...)”. Podane w Dyrektywie wymagania podstawowe są powtórzone w art. 5 ustawy – Prawo budowlane.

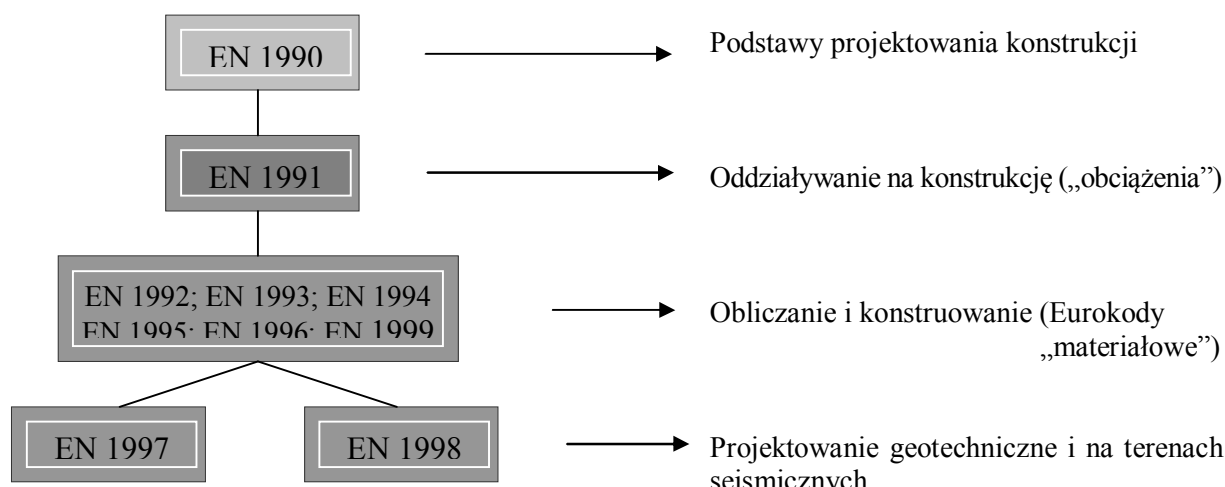
Mandat na opracowanie norm europejskich otrzymał Europejski Komitet Normalizacyjny (CEN – European Committee for Standardization), skupiający instytucje normalizacyjne krajów członkowskich CEN i EFTA. Normami Europejskimi dotyczącymi projektowania konstrukcji budowlanych zajął się w ramach CEN, Komitet Techniczny TC 250 „Eurokody Konstrukcyjne”, w skład którego wchodzi 10 podkomitetów (SC0 ÷ SC9), odpowiedzialnych za opracowanie poszczególnych pakietów Eurokodów.

Podjmując prace nad Eurokodami założono, że pierwsze ich wersje (traktowane jako Prenormy i oznaczane jako ENV), będą przeznaczone do doświadczalnego stosowania w poszczególnych państwach członkowskich na równi z normami krajowymi. Następnie, po zebraniu doświadczeń i wprowadzeniu uwag do ENV, zostaną opracowane końcowe wersje norm europejskich EN, które staną się – nie później niż w marcu 2010 r. – zalecanymi regułami krajowymi.

Prace nad Eurokodami w ramach CEN zakończono w 2007 r. Są to:

EN 1990	Eurokod:	Podstawy projektowania konstrukcji
EN 1991	Eurokod 1:	Oddziaływania na konstrukcje
EN 1992	Eurokod 2:	Projektowanie konstrukcji z betonu
EN 1993	Eurokod 3:	Projektowanie konstrukcji stalowych
EN 1994	Eurokod 4:	Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo - betonowych
EN 1995	Eurokod 5:	Projektowanie konstrukcji drewnianych
EN 1996	Eurokod 6:	Projektowanie konstrukcji murowych
EN 1997	Eurokod 7:	Projektowanie geotechniczne
EN 1998	Eurokod 8:	Projektowanie konstrukcji odpornych na trzęsienie ziemi
EN 1999	Eurokod 9:	Projektowanie konstrukcji aluminiowych

Każdy z 10 Eurokodów, za wyjątkiem EN 1990, stanowi pakiet składający się z szeregu części, których łącznie jest 58. Układ i powiązanie Eurokodów pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Układ i powiązania Eurokodów

W celu uwzględnienia różnic w warunkach klimatycznych, sposobie życia, a także przyjętych w poszczególnych państwach członkowskich poziomów bezpieczeństwa konstrukcji, w podstawowym tekście Eurokodów wskazano miejsca, gdzie mogą być przyjmowane parametry ustalane krajowo (NDP – Nationally Determined Parameters), zachęcając równocześnie do zminimalizowania przypadków, w których zalecane w EN/EC wartości lub metody nie zostaną przyjęte jako parametry krajowe. Podkreślono równocześnie, że określanie poziomu bezpieczeństwa budynków i obiektów inżynierskich oraz ich części, łącznie z trwałością i aspektami ekonomicznymi, jest i pozostanie w ramach kompetencji państw członkowskich UE [3].

2 WDROŻENIE EUROKODÓW W POLSCE – STAN OBECNY I ZADANIA NA PRZYSZŁOŚĆ

2.1 Stan wprowadzenia Eurokodów do krajowej normalizacji

Pierwsze części Eurokodów były wprowadzone do zbioru Polskich Norm, po przetłumaczeniu ich na język polski, w 2004 roku. Poczynając od roku 2005, PKN wprowadza sukcesywnie publikowane przez CEN poszczególne części Eurokodów tzw. metodą okładkową (w języku oryginału), podejmując jednocześnie działania zmierzające do ich przetłumaczenia i opublikowania w języku polskim. Ostatnie części Eurokodów w języku oryginału, uwzględniające już poprawki do pierwszych edycji EN/EC, zostały opublikowane w 2010 r.

Aktualnie w języku polskim dostępnych jest 49 części Eurokodów. Przewiduje się, że w roku 2012 zostaną opublikowane w języku polskim ostatnie 3 części EN/EC 9 (z 5 części EC 9 dotychczas przetłumaczono 2), co w sumie będzie stanowiło pełny zbiór Eurokodów w języku polskim, z wyjątkiem Eurokodu 8 (6 części), który od początku nie był przewidywany do tłumaczenia, jakkolwiek obecnie pojawiają się opinie o takiej potrzebie. Ewentualna decyzja o wydaniu polskiej wersji językowej EN/EC8 zależy od uzyskania środków finansowych na tłumaczenie i znalezienia autorów tłumaczenia.

Zgodnie z wymaganiami Komisji Europejskiej, wdrożenie Eurokodów do norm krajowych następuje wtedy, gdy zostaną one uznane i udostępnione przez krajową jednostkę normalizacyjną wraz z Załącznikami krajowymi, w których zawarte są postanowienia krajowe. Załączniki krajowe powinny być opublikowane w języku angielskim w Internecie, co stwarza

możliwość projektowania konstrukcji wg Eurokodów zarówno przez projektantów danego kraju jak i projektantów pozostałych Państw Członkowskich UE. Załącznik krajowy powinien być wydany również w przypadku, gdy władze krajowe nie wprowadzają zmian w stosunku do zaleceń Eurokodu. W takiej sytuacji podawana jest jedynie informacja, że jako NDP przyjęto wartości zalecane w Eurokodzie.

Do chwili obecnej nie opracowano jeszcze Załącznika krajowego do PN-EN 1991-2 oraz PN-EN 1995-2, a także nie zostały opublikowane teksty wszystkich załączników krajowych w języku angielskim.

Z obowiązkiem uzyskania przez Eurokody statusu norm krajowych przez opublikowanie identycznego tekstu w języku polskim lub uznanie normy w języku oryginału, łączył się również wymóg wycofania przez Polski Komitet Normalizacyjny z aktualnego zbioru Polskich Norm, wszystkich norm PN-B „sprzecznych” z wcześniej opublikowanymi polskimi wersjami Eurokodów, najpóźniej do marca 2010 roku (zgodnie z definicją w [3], norma „sprzeczna” jest to norma (krajowa) dotycząca tej samej tematyki co dana część Eurokodu). Konieczność tego wycofania była sygnalizowana, począwszy od 2004 roku, stosownym zapisem publikowanym w informacjach wstępnych we wszystkich częściach Eurokodów, jak również wynikała ona z przepisów wewnętrznych Europejskich Organizacji Normalizacyjnych (CEN i CENELEC), których PKN jest członkiem. Termin ten został dotrzymany przez PKN z dniem 31 marca 2010 r.

Akt wycofania norm projektowania konstrukcji budowlanych PN-B, należy traktować jako akt formalny. Zgodnie z zasadami krajowej normalizacji, normy wycofane pozostają nadal w zbiorze PN i są dostępne na takich samych zasadach i wykorzystywane w taki sam sposób jak normy aktualne.

Datę 31 marca 2010 roku można traktować jako formalne zakończenie pierwszego etapu wprowadzenia europejskich norm projektowania konstrukcji do normalizacji polskiej.

2.2 Stan wdrożenia Eurokodów do praktyki

Wdrażanie Eurokodów do praktyki w Polsce zaczęło się już z początkiem lat 90-tych, od informacji przedstawianych w referatach, głównie pracowników ITB, na ogólnopolskich konferencjach – w Krynicy, Międzyzdrojach i Ustroniu. W ITB podjęto tłumaczenie na język polski, opracowanych już przez CEN, Prenorm pierwszych części poszczególnych Eurokodów, a także, począwszy od 1994 roku, tłumaczenie dokumentów Wspólnoty Europejskiej, poczynając od Dyrektywy 89/106/EWG i ich publikację w serii wydawniczej ITB „Dokumenty Wspólnoty Europejskiej” (do chwili obecnej ITB wydał 21 takich dokumentów).

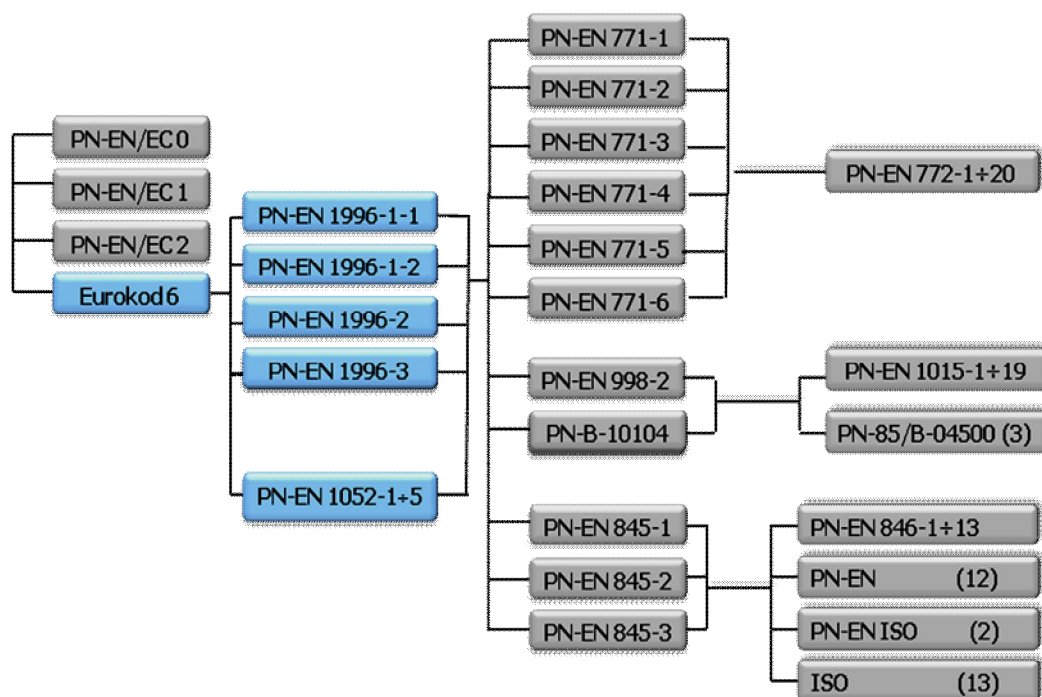
Ponieważ ówczesna ustawa o normalizacji nie przewidywała Prenorm, nie można było wprowadzić do krajowej normalizacji „próbnego stosowania” ENV, jak to przewidywał CEN. Wiadomo było natomiast z informacji nadchodzących z CEN, że zmiany w EN/EC w stosunku do ENV dotyczyć będą raczej szczegółów, a nie zasad. Koncepcja ogólna zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji przyjęta w EN/EC, wywodząca się z JCSS Model Normy, była identyczna z przyjętą w naszych PN-B, co ułatwiło zdecydowanie zadanie wdrożeniowe. W związku z powyższym postanowiono nie czekać na zakończenie prac w CEN nad Eurokodami, podejmując decyzję w KT PKN, zajmującymi się konstrukcjami z betonu, stalowymi i murowymi o przekształceniu aktualnie stosowanych PN-B projektowania konstrukcji, wprowadzając większość postanowień Eurokodów, już z eurokodowskimi oznaczeniami i terminologią, usuwając wymagania sprzeczne i zachowując układ treści charakterystyczny dla polskich norm projektowania konstrukcji.

Powstały w ten sposób normy „pomostowe”. Pierwszą taką normą była PN-90/B-03200 *Konstrukcje stalowe. Obliczenia i projektowanie*, wyprzedzająca jeszcze nawet zakończenie prac nad ENV 1993. Za nią zostały opracowane dalsze dotyczące konstrukcji z betonu, murowych i drewnianych.

Powstanie norm „pomostowych” było istotnym elementem wdrożenia Eurokodów, zapoznającym społeczność inżynierską z zakresem przyszłych zmian, a także dostarczyło materiałów dydaktycznych wykładowcom wyższych uczelni technicznych do zaadoptowania swoich programów dotyczących projektowania konstrukcji do oczekujących nas zmian. Normy te, aktualnie posiadające status norm wycofanych, mogą stanowić w chwili obecnej, podstawę do opracowania dokumentów aplikacyjnych do Eurokodów „materiałowych”, których dotyczą.

Każdy z Eurokodów powołuje wiele norm związanych, w tym normy wyrobów będących przedmiotem projektowania. Normy wyrobu z kolei odwołują się do norm na badania właściwości tych wyrobów, co w efekcie powoduje, że z Eurokodami związanych jest dziesiątki norm na wyroby i badania tych wyrobów. Część z tych norm została wprowadzona w języku oryginału, co znacznie utrudnia ich stosowanie w praktyce. PKN przewiduje publikację norm w języku polskim, ale dopiero po zgłoszeniu zainteresowania takim przedsięwzięciem i zapewnieniu finansowania prac przez zainteresowanych.

Schemat powiązania Eurokodów między sobą oraz normami wyrobu i normami badań na przykładzie Eurokodu 6, przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Charakterystyka EC6 oraz normy związane

Na rysunku 2 pokazano pakiety i grupy norm, które powinny być znane projektantowi dla właściwego projektowania konstrukcji murowych. Łączna liczba norm związanych z wyrobami stanowiącymi elementy składowe konstrukcji murowej i metodami badań tych wyrobów wynosi 96.

Zdecydowana większość norm wyrobów oraz metod badań właściwości tych wyrobów, zostały wprowadzone do normalizacji krajowej na długo przed opracowaniem Eurokodów. W związku z powyższym, pełna ocena przydatności tych norm, z punktu widzenia potrzeb projektanta konstrukcji, mogła zostać dokonana dopiero po powstaniu Eurokodów. W szeregu przypadków okazało się, że przyjęte w normach wymagane właściwości techniczno-użytkowe wyrobów, których zbadanie upoważnia producenta do wystawienia deklaracji zgodności i oznakowania CE wyrobu, nie w pełni odpowiadają potrzebom projektanta konstrukcji. Szczególnie odnosi się to do wymagań dotyczących trwałości konstrukcji.

W przypadku Eurokodu 6 dotyczy to, na przykład, braku niektórych właściwości elementów murowych i zaprawy murarskiej, których znajomość powinna być podstawą doboru zaprawy do danego rozwiązania materiałowego elementu murowego [4]. Niekiedy, dla potrzeb właściwej oceny jakości wyrobu (np. stali do zbrojenia betonu i wyrobów ze stali, takich jak zgrzewane siatki i kratownice) udzielane są aprobaty techniczne zawierające informacje umożliwiające jednoznaczny identyfikację wyrobu, potwierdzające zgodność wyrobu z ustaleniami i wymaganiami norm projektowych. Do czasu wprowadzenia stosownych zmian i uzupełnień w odnośnych normach wyrobu uwzględniających wymagane właściwości określone na podstawie badań, działanie takie jest zgodne z zasadami stosowania EN/EC w specyfikacjach technicznych na wyroby konstrukcyjne.

Sprawą istotną, wymagającą dyskusji, jest przyjęty w Eurokodach poziom bezpieczeństwa konstrukcji, wyrażony w szczególności przyjętymi w zaleceniach krajowych, wartościami współczynników częściowych dla oddziaływań oraz współczynników częściowych dla właściwości materiału. Wartości tych współczynników są w szeregu przypadków kompromisem pomiędzy zalecanymi przez Eurokod (z reguły większymi), a dotychczas przyjmowanymi w normach PN-B. W skrajnych przypadkach może to prowadzić do zwiększenia poziomu bezpieczeństwa konstrukcji nawet o kilkadziesiąt procent, pomimo że dotychczasowy poziom (przy projektowaniu wg PN-B) był z reguły w pełni satysfakcjonujący [5].

Potrzebę weryfikacji przyjętych wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa uzasadnia porównanie poziomu bezpieczeństwa konstrukcji murowych (EC6), obliczonych zgodnie z załącznikami krajowymi szeregu wybranych państw UE. Porównanie to wykazało występowanie dużych, dochodzących do stu procent, różnic w obliczeniowych parametrach wytrzymałościowych muru (wartościach liczbowych częściowych współczynników materiałowych), a co za tym idzie również w obliczonej nośności konstrukcji [6].

Ustalenie optymalnego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji projektowanych wg Eurokodów wymaga powtórnego, krytycznego spojrzenia na przyjęte wartości liczbowe częściowych współczynników bezpieczeństwa oraz zasady ustalania obciążeń, mając na uwadze zasadność zachowania dotychczasowego poziomu bezpieczeństwa, akceptowalnego w polskiej praktyce inżynierskiej od dziesiątków lat.

2.3 Zobowiązania Polski w zakresie wdrażania Eurokodów

Wszystkie zobowiązania strony polskiej jak i pozostałych państw członkowskich UE dotyczące stosowania i sposobu wykorzystania Eurokodów zostały określone w Dokumencie informacyjnym L Komisji Europejskiej [3]. Zapisy te dotyczą w szczególności:

- zasad stosowania EN/EC w przepisach krajowych, dotyczących projektowania konstrukcji obiektów budowlanych,
- zasad stosowania EN/EC w specyfikacjach technicznych na wyroby konstrukcyjne,
- przyszłych działań związanych z realizacją programu Eurokody.

Dla Komisji Europejskiej, głównym partnerem w programie Eurokody są władze krajowe, odpowiedzialne za ład budowlany, w Polsce – Ministerstwo Infrastruktury, którego bardzo istotnym elementem jest zapewnienie – przez odpowiednie normy projektowania konstrukcji - niezawodności konstrukcji. To na nich spoczywa obowiązek zapewnienia należytego – w odczuciu krajowym - poziomu bezpieczeństwa konstrukcji określanego wartościami NDP, podawanymi w Załącznikach krajowych. Komisja Europejska oczekuje również od władz państwowych informacji na temat wdrażania Eurokodów do praktyki i przyszłych działań związanych z realizacją programu Eurokody. Komisja Europejska deklaruje w tym względzie swoją współpracę z władzami państwowymi i przemysłem, zarówno w zakresie edukacji, czyli profesjonalnego przygotowania środowiska technicznego do stosowania Eurokodów, jak i badań, wynikających z nowatorskich możliwości rynku i postępu wiedzy [7].

Agendą Komisji Europejskiej upowszechniającą informacje o Eurokodach i zakresie ich wdrażania, oraz zbierającą informacje wymagane w tym zakresie od wszystkich państw członkowskich, jest Joint Research Centre (JRC). W ramach tych działań, państwa członkowskie mają m.in. obowiązek notyfikowania Komisji Europejskiej, przyjętych z Załącznikami krajowych wartości parametrów ustalanych na poziomie krajowym (NDP). Notyfikacja ta polega na wprowadzeniu (w języku angielskim) zapisów dotyczących krajowych parametrów NDP do bazy danych JRC. Umożliwi to przeprowadzenie analizy przyjętych w państwach członkowskich UE wartości parametrów NDP, w celu ustalenia ujednoczonych reguł ich przyjmowania, co powinno doprowadzić do zmniejszenia ich liczby (wszystkie części Eurokodów pozwalają na zastosowanie 1501 różnych parametrów ustalanych na poziomie krajowym).

Obowiązek notyfikacji, spoczywający na władzach państwowych (Ministerstwie Infrastruktury), nie jest wypełniany, za wyjątkiem zgłoszenia pierwszych kilkunastu danych w 2008 roku dzięki zaangażowaniu się Instytutu Techniki Budowlanej.

Wdrażanie Eurokodów wiąże się bezpośrednio z procesem ich doskonalenia, w pierwszym rzędzie, w oparciu o zebrane uwagi z ich dotychczasowego stosowania. Dla właściwego przebiegu całego procesu, konieczne jest stworzenie możliwości zbierania uwag od wszystkich członków procesu budowlanego tj. producentów wyrobów budowlanych, projektantów i wykonawców obiektów, jak również udzielania odpowiedzi na rodzące się pytania dotyczące interpretacji tekstu Eurokodów i odnośnych zaleceń zawartych w Załącznikach krajowych.

W szeregu krajów funkcjonują powołane w tym celu tzw. krajowe punkty kontaktowe, umożliwiające wszystkim użytkownikom internetu uzyskanie informacji na różne zapytania dotyczące problemów ze stosowaniem Eurokodów, takich jak adekwatności i czytelności tłumaczenia norm, relacji między dawnymi krajowymi a nowymi europejskimi metodami projektowania, czy potrzeby udoskonalenia przyjętych w Eurokodach zasad projektowania. Taką rolę w każdym państwie członkowskim powinna odgrywać przede wszystkim krajowa jednostka normalizacyjna.

W przypadku pytań i problemów, które mogą mieć istotne znaczenie w skali europejskiej, konieczne jest wypracowanie krajowego stanowiska, a następnie jego przedstawienie właściwemu Podkomitetom Technicznym w TC 250/SC, celem rozważenia potrzeby podjęcia działań zmierzających do wprowadzenia poprawek lub zmian do poszczególnych części Eurokodów. Działalność ta powinna się łączyć z czynnym udziałem przedstawicieli Polski w spotkaniach roboczych TC250/SC, na których dyskutowane są propozycje zmian w Eurokodach, zgłaszane przez poszczególne kraje członkowskie. Z uwagi na brak koordynacji działań w tym zakresie w kraju, oraz brak funduszy na uczestnictwo w spotkaniach, z reguły strona polska w takich spotkaniach nie uczestniczy. Zaproszenia na takie spotkania kierowane do Ministerstwa Infrastruktury, z reguły pozostają bez odzewu.

W Polsce wdrożenie Eurokodów do praktyki nastąpiło i następuje głównie na skutek inicjatyw oddolnych. Inicjatywy te wychodzą ze strony zaplecza naukowo-badawczego budownictwa i niektórych uczelni technicznych, świadomych potrzeb możliwie szybkiego zapoznania polskiego środowiska technicznego z ustaleniami przyjmowanymi w UE, a także ogromu pracy związanej z wdrożeniem Eurokodów do praktyki polskiej.

Nikłe zaangażowanie władz państwowych w program wdrożenia Eurokodów sprawia wrażenie o przyjęciu założenia, że wystarczającym czynnikiem efektywnego wdrożenia, będzie siła europejskiego i krajowego rynku budowlanego, który „wymusi” na wszystkich uczestnikach procesu budowlanego potrzebę realizacji programu Eurokody zgodnie z zaleceniami Komisji Europejskiej.

Od terminu formalnego wprowadzenia Eurokodów do praktyki inżynierskiej (wprowadzenie norm eurokodowskich do Załącznika 1 do Warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie – Dz U. z dnia 7 kwietnia 2009 r.), minęły już

ponad dwa lata. Czas ten, który powinien być wykorzystany efektywnie na szkolenie środowiska branżowego i przygotowanie kadry dydaktycznej w szkolnictwie wyższym do kształcenia przyszłych kadr inżynierskich, został wykorzystany tylko w niewielkim stopniu.

Reasumując powyższe należy stwierdzić, że wszystkie obecne działania dotyczące wdrażania norm EN/EC do krajowej praktyki inżynierskiej są cząstkowe i zdecydowanie niewystarczające.

Dla właściwego przebiegu tego procesu oraz przygotowania kadry inżynierskiej i technicznej do projektowania i wykonywania konstrukcji budowlanych wg norm PN-EN/EC, konieczne jest opracowanie programu wdrożenia Eurokodów, a następnie jego wspólną realizację, przez „cztery główne siły” działające w tym obszarze. Są to:

- władza krajowa budownictwa, wykorzystująca normy do realizacji swoich celów i obowiązków - Ministerstwo Infrastruktury,
- krajowa instytucja normalizacyjna - Polski Komitet Normalizacyjny,
- środowisko projektantów, zorganizowane w Polskiej Izbie Inżynierów Budownictwa oraz innych organizacjach inżynierskich,
- Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego.

W celu kontroli realizacji podjętych działań i aktywnego reagowania na pojawiające się problemy, a także z uwagi na potrzebę informowania służb Komisji Europejskiej o postępie prac, prowadzone prace wymagają monitorowania.

Wszystkie działania związane z realizacją programu Eurokody dotyczą trzech obszarów działań, to jest edukacji, prowadzenia badań związanych z EN/EC oraz doskonalenia EN/EC.

Istotną rolę w procesie edukacji powinno odegrać MNiSzW, przez organizację procesu kształcenia przyszłych kadr inżynierskich i technicznych, przygotowanych dla potrzeb europejskiego i krajowego rynku pracy. Jest to proces długofalowy, dlatego też powinien być podjęty najszybciej, jak to tylko jest możliwe, jako że skutki jego realizacji będą odczuwalne dopiero za kilka lat. Sukces tego działania jest uwarunkowany przygotowaniem odpowiedniej bazy dydaktycznej w uczelniach technicznych i technikach budowlanych (kadry nauczającej, laboratoriów badawczych), która obecnie jest w wielu przypadkach niedostateczna [8]. Bardzo cenną inicjatywę, ułatwiającą studentom i kadry dydaktycznej dostęp do zbioru aktualnych norm, a tym samym możliwości ich studiowania podjął PKN, który uznając upowszechnienie informacji normalizacyjnej za ważny interes społeczny, wprowadził od początku br., nowe zasady współpracy ze szkołami wyższymi uwarunkowane wprowadzeniem przedmiotu „Normalizacja” [9].

Istotną rolę w obszarze edukacji ma również do spełnienia Polska Izba Inżynierów Budownictwa jak również inne organizacje inżynierskie poprzez opracowanie wszechstronnego programu szkoleniowego i jego realizację w celu zwiększenia kompetencji zawodowych środowiska branżowego o znajomość prawidłowego stosowania Eurokodów w praktyce inżynierskiej.

Poza zadaniami szkolenia środowiska branżowego i edukacji przyszłych inżynierów i techników, znajdują się zadania dotyczące ułatwienia stosowania Eurokodów w praktyce jako że, zgodnie z przyjętą filozofią, Eurokody powstały przy założeniu, że zostaną uzupełnione dokumentami aplikacyjnymi, bezpośrednio odpowiadającymi potrzebom warsztatu projektowego, takimi jak podręczniki i instrukcje, wytyczne z praktycznymi przykładami obliczeń, poradniki, oprogramowanie wspomagające procesy projektowania itp. Przyjęto, że te ważne prace zostaną wykonane jako przedsięwzięcia komercyjne. W przypadku Eurokodu 7, uznano za niezbędne uzupełnienie Eurokodu, krajowymi normami zawierającymi bardziej szczegółowe zalecenia odniesione do budowy geologicznej krajowych gruntów, krajowych doświadczeń i tradycji budowlanych. Działania takie podjęto już w szeregu krajach m. in. Niemczech, Anglii i Francji. Inicjatywa opracowania takich norm w Polsce (cztery normy) i ich finansowanie powinny być podjęte przez Państwo.

Badania związane z EN/EC dotyczą rozwoju Eurokodów zgodnie z nowatorskimi naciskami rynku wynikającymi z wytwarzania nowych materiałów i wyrobów oraz postępowaniem wiedzy generowanej przez potrzebę uniknięcia zagrożeń bezpieczeństwa konstrukcji i katastrof budowlanych (np. problemy bezpieczeństwa pożarowego) czy dostępność rozpowszechnionych narzędzi do obliczeń projektowych (komputery i oprogramowanie). Badania te powinny stanowić przedmiot wzajemnego zainteresowania przemysłu oraz władz krajowych i znaleźć swoje odzwierciedlenie w umowach na wspólne finansowanie prac.

Doskonalenie EN/EC jest obecnie zagadnieniem podstawowym. Prace z tym związane powinny obejmować w pierwszym rzędzie korektę błędów, a następnie wprowadzanie do EN/EC niezbędnych poprawek oraz zbieranie uwag i wniosków dotyczących ich wprowadzenia, zmniejszenie liczby NDP, problemy dotyczące zdrowia i bezpieczeństwa oraz uwzględnienie w EN/EC najnowszych informacji i udoskonaleń w technice budowlanej.

Podejmowane w chwili obecnej w kraju działania związane z doskonaleniem poszczególnych EN/EC, należy uznać za cząstkowe i prowadzone incydentalnie, w zależności od osobistego zaangażowania się poszczególnych grup działających w KT PKN odpowiedzialnych za wprowadzenie Eurokodów do polskiej normalizacji.

Dotychczasowe działania wdrożeniowe powinny zostać wpisane do opracowanego kompleksowego programu wdrożenia Eurokodów i realizowane zgodnie z potrzebami krajowego budownictwa i oczekiwaniami Komisji Europejskiej.

Podstawowym warunkiem realizacji całego programu jest zapewnienie przez Państwo na ten cel odpowiednich środków finansowych.

3 KIERUNKI ROZWOJU EUROKODÓW

3.1 Przyszłe działania CEN w programie Eurokody

Założenia odnośnie przyszłych działań prowadzonych w ramach programu Eurokody zostały zawarte w opublikowanym w 2009 r. dokumencie „The Eurocodes and the Construction Industry. Medium-term Strategy 2008 – 2013” [10]. Stanowi on element strategii długookresowej, prowadzącej do zaplanowanej na lata 2015 – 2020 publikacji kolejnej generacji europejskich norm projektowania konstrukcji. Przewiduje się prowadzenie prac nad Eurokodami przy uwzględnieniu następujących założeń:

- Prace nad bieżącymi zmianami systemu norm EN/EC prowadzone będą jak dotychczas przez CEN/TC 250;
- Konieczna jest dalsza harmonizacja systemu Eurokodów, min. poprzez zmniejszenie liczby parametrów określanych na poziomie krajowym (NDP);
- System EN/EC powinien być promowany, min. w państwach spoza obszaru Unii Europejskiej;
- Należy prowadzić dalsze działania dążące do ewolucji systemu norm, uwzględnienia nowych metod, materiałów i rodzajów konstrukcji.

Zadania związane z „utrzymaniem” systemu Eurokodów konstrukcyjnych oprócz uwzględniania prostych zmian i poprawek muszą uwzględniać też kwestie wynikające zarówno z jakości przeprowadzonej kalibracji krajowej w państwach UE (ustalenia przyjętych w Załącznikach wartości NDP), jak też z wniosków wynikających z praktycznej aplikacji norm EN/EC. Problemy związane z kalibracją krajową obejmują między innymi kwestie lingwistyczne, jak też błędne interpretacje podczas procesu opracowywania zawartości Załączników Krajowych.

Zgodnie ze strategią na lata 2008 – 2013, harmonizacja systemu Eurokodów obejmuje nie tylko dalsze prace nad ujednoczeniem sposobu wyrażania wymagań pomiędzy hEN, a EN/EC, lecz także działania mające zmniejszyć zawartość Załączników Krajowych. Obejmuje to ocenę

możliwości obniżenia liczby parametrów określanych na poziomie krajowym (NDP). Wiąże się to z faktem, iż obecnie możliwe jest wprowadzenie aż około 1500 wartości NDP przez krajowe jednostki normalizacyjne – co stanowi znaczące utrudnienie dla przedsiębiorstw funkcjonujących na terenie Wspólnoty. Według Komisji Europejskiej i CEN przyszłe Załączniki Krajowe powinny zawierać wartości związane jedynie z wymaganiami bezpieczeństwa obowiązującymi na terenie danego państwa członkowskiego UE.

Założenia strategii w zakresie promocji systemu Eurokodów obejmują działania w zakresie rozpowszechniania wiedzy zarówno w państwach członkowskich UE, jak też poza Unią. Dotychczasowe prace obejmowały organizację szkoleń i warsztatów min. w krajach śródziemnomorskich, w Chinach, Rosji i w Indiach. Zapoczątkowany w 2009 r. projekt europejski „Eurocodes Promotion Campaign – Development and Implementation” przewiduje prowadzenie działań w państwach Zatoki Perskiej, Egipcie, Jordanii, Syrii, w krajach Afryki Południowej, Maroko, Algierii, Tunezji, Rosji i Ukrainie, Wietnamie, Tajlandii, Malezji oraz w Indiach

Najważniejsze zadania związane z ewolucją programu Eurokody związane są w sposób oczywisty z dalszymi pracami naukowymi rozszerzającymi obszar merytoryczny objęty europejskimi normami do projektowania konstrukcji. Prace te będą, zgodnie ze strategią [10] obejmować zakresy tematyczne:

- a) Wykorzystanie norm EN/EC do oceny istniejących budynków i budowli.
Zgodnie z danymi JRC ocena konstrukcji istniejących wiąże się z koniecznością opracowania specyficznych modeli zachowania konstrukcji, uwzględniających zmiany właściwości mechanicznych wynikających np. z procesów korozyjnych, czy karbonatyzacji.
- b) Projektowanie konstrukcji wykorzystujących szkło konstrukcyjne.
Zwiększone wykorzystanie szkła jako elementu konstrukcyjnego wiąże się zarówno z nowymi trendami architektonicznymi, jak też ze zwiększoną dostępnością innowacyjnych technologii pozwalających na wznoszenie budynków spełniających wymagania podstawowe, ze szczególnym uwzględnieniem kwestii efektywności energetycznej. Sytuacja taka pociąga za sobą konieczność opracowania europejskich dokumentów odniesienia pozwalających na utrzymanie założonej jakości wyrobów i usług w tym zakresie. Opracowanie właściwego Eurokodu dotyczącego szkła konstrukcyjnego miałoby zostać poprzedzone ustaleniem odpowiednich wytycznych, a następnie publikacją Raportu Technicznego (TR) lub Specyfikacji Technicznej (TS) CEN.
- c) Projektowanie konstrukcji z tworzyw zbrojonych włóknami (FRP).
Zgodnie z informacjami zawartymi w strategii [10] polimery zbrojone włóknami są wykorzystywane do wzmocnienia konstrukcji budowlanych od połowy lat 80-tych XX w. Obecnie obserwuje się wzrost zainteresowania tym materiałem w szczególności w krajach azjatyckich (w Unii Europejskiej wartość rynku FRP oceniana jest na około 7 miliardów Euro przy rocznym wzroście około 3,8%), natomiast w wykorzystaniu FRP w budownictwie są Stany Zjednoczone. Brak odpowiednich europejskich zharmonizowanych specyfikacji technicznych staje się przeszkodą zarówno dla swobodnego przepływu towarów i usług na terenie Wspólnoty, jak i też dla ekspansji przedsiębiorców z UE na inne rynki. Podobnie, jak w przypadku szkła konstrukcyjnego opracowanie nowego Eurokodu poprzedzone będzie publikacją wytycznych, a następnie Raportu Technicznego lub Specyfikacji Technicznej CEN.
- d) Projektowanie konstrukcji powłokowych.
Działania CEN/TC 250 w zakresie konstrukcji powłokowych obejmą przede wszystkim opracowanie odpowiednich wytycznych projektowych.

Zgodnie ze strategią [10] konieczne jest też włączenie do dotychczas opracowanych norm EN/EC kwestii odporności konstrukcji na zniszczenie (robustness) w wyniku oddziaływań związanych z aktami terroryzmu lub wandalizmu, oddziaływań sejsmicznych, wyjątkowych, odpornością ogniową, czy też falami wodnymi. Ujęcie problemu uwzględniającego różnicowanie wznoszonych konstrukcji będzie wymagało prowadzenia długotrwałych i kosztownych prac badawczych.

Wymienione zadania będą realizowane przez powołane w 2009 r. nowe grupy robocze CEN/TC 250, tzn.: WG 2 „Existing structures”, WG 3 „Structural glass”, WG 4 „FRP”, WG 5 „Membrane structures” oraz WG 6 „Robustness”.

Założenia strategiczne znalazły odzwierciedlenie w opublikowanym w dniu 19 maja 2010 r. nowym mandacie Komisji Europejskiej M/466 [11] dla CEN programującym przyszłe prace w zakresie Eurokodów konstrukcyjnych. Mandat uwzględniający szereg konsultacji z udziałem państw członkowskich UE, Komisji Europejskiej, CEN i Wspólnotowego Centrum Badawczego (JRC) oprócz działań wspomnianych powyżej uwzględnia też min.:

- Wdrożenie do systemu norm EC wyników prac naukowych w obszarze innowacyjności – w szczególności w obszarze projektowania opartego o *performance concept*, także z uwzględnieniem zasad zrównoważonego rozwoju.
- Wprowadzenie większej ilości odniesień do norm ISO (między innymi w zakresie oblodzenia atmosferycznego konstrukcji oraz oddziaływań fal na umocnienia nabrzeży).
- Uproszczenie metodyki – w ściśle uzasadnionych przypadkach.
- Uwzględnienie wyników prac wykonywanych na podstawie mandatu Komisji Europejskiej M/420 obejmującego tematykę dostępności obiektów budowlanych, w szczególności dla osób niepełnosprawnych.

3.2 Eurokody, a zrównoważony rozwój w budownictwie

Wdrożenie zasad zrównoważonego rozwoju uwzględniającego konieczność ustalenia równowagi pomiędzy wymaganiami środowiska naturalnego, społeczeństwa i ekonomią jest jednym z podstawowych elementów warunkujących obecne kierunki rozwoju Unii Europejskiej. Priorytet zrównoważonego rozwoju znajduje w tej sytuacji odzwierciedlenie w we wszystkich strategicznych dokumentach opracowywanych na potrzeby UE.

Obowiązująca od 2005 r. Odnowiona Strategia Lizbońska [12] ukierunkowana była na utworzenie w Europie do roku 2010 gospodarki o potencjale konkurencyjności porównywanym do gospodarki Stanów Zjednoczonych, a wśród priorytetów wymienia potrzebę efektywnego wykorzystania wiedzy i innowacyjności, liberalizację, a także promocję przedsiębiorczości. Strategia Zrównoważonego Rozwoju Unii Europejskiej [13] ma wśród priorytetów między innymi elementy takie jak powstrzymanie zmian klimatu i ochronę zasobów naturalnych, wykorzystywanie czystej energii, a także wdrożenie modeli zrównoważonej konsumpcji i produkcji. Ogólne priorytety UE zostały następnie przełożone na wymiar konkretnych celów stawianych przed wszystkimi gałęziami gospodarki. Znalazło to odzwierciedlenie w Polityce UE na rzecz energii i zmian klimatu [14] zakładającej, osiągnięcie w 2020 roku w Europie:

- 20% redukcji emisji gazów cieplarnianych (w stosunku do poziomu z 1990 roku),
- 20% wzrostu udziału energii ze źródeł odnawialnych,,
- 20% poprawę efektywności energetycznej.

Także opublikowana w 2010 r. nowa strategia rozwoju UE „Europa 2020” [15] stawia priorytety w zakresie gospodarki opartej na wiedzy i innowacji, przyjaznej dla środowiska oraz zapewniającej wysoki poziom spójności społecznej. Celem staje się nie tylko osiągnięcie założeń pakietu „3 x 20” ale też wsparcie innowacji poprzez przeznaczenie 3% PKB Unii

Europejskiej na projekty badawczo – rozwojowe. Jednym z „okrętów flagowych” nowej strategii ma być strategia „Energia 2020”, która ma zostać zrealizowana poprzez szereg działań związanych z efektywnością energetyczną, ze szczególnym wskazaniem na właściwości budynków oraz wyrobów budowlanych. Wynikający z powyższych założeń „Plan efektywności energetycznej” (2011 r.) [16] zakłada w tym zakresie między innymi wykorzystanie mechanizmów wsparcia budownictwa energooszczędnego, zarówno z odniesieniem do budynków nowych, jak i będących już w eksploatacji.

Wobec tak postawionych celów globalnych oraz ustalonego faktu, iż to właśnie budownictwo odpowiada obecnie za ponad 40% zużycia energii w UE oraz za około 35% emisji gazów cieplarnianych szczególnego znaczenia nabiera wyzwanie wdrożenia zasad zrównoważonego rozwoju właśnie w tej branży. Pod koniec 2007 roku zrównoważone budownictwo zostało po raz pierwszy wskazane przez Komisję Europejską jako jeden z rynków pionierskich – mających wysoki potencjał innowacyjności i konkurencyjności mogących po otrzymaniu systemowego wsparcia przynosić znaczące korzyści gospodarcze. Inicjatywa Rynków Pionierskich (LMI) [17] przewiduje wykorzystanie szeregu narzędzi wspierających, wśród których szczególną rolę odgrywa normalizacja europejska.

W 2008 r. Rada Techniczna Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego (CEN BT) działając w porozumieniu z Komisją Europejską utworzyła Grupę Roboczą CEN/BT/WG 206 „CEN contribution to the EC lead market initiative on sustainable construction”, której zadaniem było, zgodnie z Rezolucją BT 5/2008, określenie potencjału wsparcia wdrożenia zasad zrównoważonego rozwoju w budownictwie poprzez wykorzystanie możliwie szerokiego pakietu norm (zarówno nowo opracowanych, jak i istniejących). Jednym z wniosków zawartych w Raporcie końcowym dla CEN/BT [18] jest wskazanie możliwości opracowania systemu Eurokodów dla wszystkich wymagań podstawowych dyrektywy 89/106/EWG [19] z rozszerzeniem o nowe elementy wprowadzone przez Rozporządzenie UE Nr 305/2011 [20]. Wynika to z faktu, iż Eurokody konstrukcyjne postrzegane są jako zaawansowane narzędzia projektowania obiektów budowlanych pozwalające na integrację nowych wymagań, zwłaszcza istotnych z punktu widzenia zrównoważonego budownictwa. Szczególnym wyzwaniem wydaje się być wdrożenie do systemu Eurokodów wymagań związanych z efektywnością energetyczną oraz zdrowiem i środowiskiem.

Obowiązująca dotychczas dyrektywa 89/106/EWG stawiała sześć wymagań podstawowych dotyczących projektowania i wznoszenia obiektów budowlanych będących przedmiotem regulacji państw członkowskich. Są to:

1. Nośność i stateczność
2. Bezpieczeństwo pożarowe
3. Higiena, zdrowie, środowisko
4. Bezpieczeństwo użytkowania
5. Ochrona przed hałasem
6. Oszczędność energii i izolacyjność termiczna.

Rozporządzenie UE Nr 305/2011 zastępujące dyrektywę 89/106/EWG rozszerza zakres wymagań podstawowych o nowe elementy tj.:

- Objęcie przez wymaganie nr 3 (higiena, zdrowie i środowisko) pełnego cyklu życia obiektu budowlanego;
- Wprowadzenie wymogu dostępności dla osób niepełnosprawnych do treści wymagania podstawowego nr 4;
- Uwzględnienie energochłonności procesu wznoszenia i rozbiórki w ramach weryfikacji spełnienia wymagania nr 6;

- Nowe wymaganie podstawowe nr 7 dotyczące zrównoważonego wykorzystania zasobów naturalnych poprzez (7 a) recykling obiektów budowlanych i ich części, (7 b) trwałość obiektów budowlanych i (7c) wykorzystanie w obiektach budowlanych przyjaznych środowisku surowców i materiałów wtórnych.

Jak wskazano w artykule [21] przyszłe systemy norm wykorzystujące filozofię systemu Eurokodów - odnoszące się do każdego z wymagań podstawowych - powinny uwzględniać w swojej strukturze zarówno normę „head code” podającą zasady projektowania, normy pomocnicze, zharmonizowane specyfikacje techniczne wyrobów, a także normy klasyfikacyjne i normy na metody badań. Nowa koncepcja systemu norm powinna też uwzględniać możliwość ustalania przez państwa członkowskie zestawu parametrów do stosowania na terenie danego kraju, min. poprzez stworzenie możliwości wprowadzania parametrów NDP.

Należy jednak podkreślić, iż wobec znacznego zróżnicowania dotychczasowej filozofii normalizacji w obszarze wszystkich wymagań podstawowych (zaobserwowanego chociażby podczas warsztatów CEN w 2009 r.) wspomniana koncepcja pozostaje przedmiotem dyskusji na forum organów Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego.

Opisane powyżej przyszłe działania przewidziane do realizacji przez Komisję Europejską i CEN w ramach programu Eurokody wskazują na perspektywy rozwoju systemu europejskich norm projektowania konstrukcji zarówno w aspektach związanych z postępowaniem myśli technicznej, nowymi materiałami i metodami konstrukcyjnymi, kontynuacją procesu harmonizacji europejskiej, jak też i rozpowszechnianiem EN/EC poza granicami UE. Aby strona polska miała możliwość ustalania kierunków prac i aktywnego w nich uczestnictwa, konieczne będzie znaczące zaangażowanie krajowych ekspertów w działania podejmowane na poziomie CEN/TC 250, jak też udział w pracach odpowiednich gremiów KE. Nie można też w tej perspektywie zapominać o potrzebie ciągłej edukacji i rozpowszechniania wiedzy o EN/EC przez instytucje zaangażowane w problematykę normalizacji - przykładem może tu być strona eurokody.itb.pl utworzona i utrzymywana przez Instytut Techniki Budowlanej.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Lewicki B.: *Polskie Normy projektowania konstrukcji. Konstrukcje z betonu, konstrukcje murowe, niezawodność konstrukcji - Rys historyczny*. ITB, Warszawa, 2009.
- [2] Kukulski W., Sieczkowski J.: *Zużycie stali w elementach żelbetowych i sprężonych wg PN-76/B-03264 i wybranych norm zagranicznych*, Inżynieria i Budownictwo nr 6/1979
- [3] Dokument informacyjny L (CONSTRUCT 03/629, wersja 1) Komisji Europejskiej *Stosowanie i sposób wykorzystania Eurokodów*. Instytut Techniki Budowlanej. Seria Dokumenty Unii Europejskiej. Zeszyt 17, Warszawa 2004.
- [4] Gajownik R., Gąsiorowski S., Sieczkowski J.: *Trudności doboru zapraw do konstrukcji murowych*. Materiały Budowlane 4/2009.
- [5] Pawlikowski J.: *Zasady ustalania obciążeń oraz obciążenia stałe i użytkowe według Eurokodów*. XXVI Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 9-12 marca 2011 roku.
- [6] Gajownik R., Sieczkowski J.: *Wytrzymałości muru według EC6. Porównanie zaleceń krajowych wybranych państw członkowskich UE*. XXVI Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 9-12 marca 2011 roku.
- [7] Fangrat J., Kaproń M.: *Kształcenie ustawiczne kadry technicznej budownictwa na tle celów europejskiego funduszu społecznego*. 55 Konferencja KIL i W PAN i KN PZITB, Kształcenie kadr technicznych dla budownictwa. Kielce – Krynica, 20– 25 września 2009 r.
- [8] Łapko A.: *Realizacja deklaracji bolońskiej w obszarze inżynierii lądowej – porównanie z innymi krajami UE*. 55 Konferencja KIL i W PAN i KN PZITB, Kształcenie kadr technicznych dla budownictwa. Kielce – Krynica, 20 – 25 września 2009 r.

- [9] Fangrat J., Gajownik R., Kaproń M.: *Normalizacja w budownictwie*. 57 Konferencja KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 18 – 23 września 2011 r.
- [10] *The Eurocodes and the construction industry. Medium – term strategy 2008 – 2013*. CEN, JRC, 2009.
- [11] *Programming mandate addressed to CEN in the field of the structural Eurocodes*. M/466, Brussels 2010.
- [12] COM(2005) 24 końcowy: *Komunikat na wiosenny szczyt rady europejskiej „Wspólne działania na rzecz wzrostu gospodarczego i zatrudnienia Nowy początek strategii lizbońskiej” Komunikat przewodniczącego Barroso w porozumieniu z wiceprzewodniczącym Verheugenem*, Bruksela, dnia 2.2.2005.
- [13] *Renewed EU Sustainable Development Strategy*. Council of the European Union, Brussels, 26.6.2006.
- [14] COM(2007) 1 końcowy: *Komunikat Komisji do Rady Europejskiej i Parlamentu. Europejska Polityka Energetyczna*, Bruksela 10.01.2007.
- [15] COM(2010) 2020: *Komunikat Komisji Europa 2020. Strategia na rzecz inteligentnego i zrównoważonego rozwoju sprzyjającego włączeniu społecznemu*. Bruksela 3.03.2010.
- [16] COM(2011) 109 final: *Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions. Energy Efficiency Plan 2011*. Brussels, 2011.
- [17] *Komunikat Komisji do Rady, Parlamentu Europejskiego, Europejskiego Komitetu Ekonomiczno-Społecznego oraz Komitetu Regionów Inicjatywa rynków pionierskich dla Europy*, KOM(2007) 860 wersja ostateczna
- [18] *Final Report from CEN/BT/WG 206 CEN contribution to the EC lead market initiative on sustainable construction to CEN/BT*. CEN, Brussels, 2010.
- [19] *Dyrektywa Rady z dnia 21 grudnia 1988 r. w sprawie zbliżenia przepisów ustawowych, wykonawczych i administracyjnych Państw Członkowskich odnoszących się do wyrobów budowlanych (89/106/EWG)*, Dziennik Urzędowy Wspólnot Europejskich, 11.2.1989
- [20] *Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę 89/106/EWG*. Dziennik Urzędowy UE, 2011r.
- [21] Wall S.: *Nowe kierunki w normalizacji europejskiej związane z wdrożeniem zasad zrównoważonego rozwoju w budownictwie*. Materiały Budowlane 3/2011.

THE FUTURE OF EUROCODES IN POLAND – NEW DEVELOPMENTS

Summary

The paper presents the history and characteristics of Structural Eurocodes as well as some initial experiences from the national implementation process in Poland, especially in the context of coexistence and confrontation of transposed EN/ECs and original Polish Standards. Special attention has been paid to the range of obligations and possible contributions specified in the Guidance Paper L “Applications and use of Eurocodes.

The paper also presents a general overview of the possible future developments of the Eurocodes program in the field of new materials, innovative types of structures, robustness issue and promotion outside the European Union. According to medium - term strategy for 2008 – 2013 and BT/WG 206 Report, the methodology of Structural Eurocodes is perceived to be useful in the context of development of systems of design standards for demonstration of compliance with all performance requirements established by the Construction Products Regulation.

Janusz KAWECKI¹
Politechnika Krakowska

ODDZIAŁYWANIA DYNAMICZNE NA OBIEKTY BUDOWLANE

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono normowe ujęcie oddziaływań dynamicznych na obiekty budowlane. Opisano zasady przyjęte w normach konstrukcyjnych PN-EN dotyczących obiektów budowlanych. W opisie uwzględniono oddziaływanie wiatru (wzdłuż kierunku wiatru, wzbudzenie wirowe, galopowanie), oddziaływania przekazywane przez podłoże, oddziaływania wywołane pracą maszyn oraz uderzeniami.

Słowa kluczowe: oddziaływanie dynamiczne, współczynnik dynamiczny, oddziaływanie quasi-statyczne, komfort wibracyjny.

1 WPROWADZENIE

Projektowanie obiektów budowlanych albo wykonanie diagnoz dotyczących stanu technicznego obiektów zrealizowanych wymaga przeprowadzenia niezbędnych obliczeń modeli tych obiektów obciążonych modelami prognozowanych oddziaływań. Podstawowym kryterium klasyfikacji tych oddziaływań jest ich zmienność w czasie. Jeśli oddziaływanie na budowlę nie wywołuje znaczącego przyspieszenia budowli lub jej elementu, to takie oddziaływanie jest kwalifikowane jako oddziaływanie statyczne. Jeśli zaś oddziaływanie wywołuje znaczące przyspieszenie budowli lub jej elementu, to takie oddziaływanie jest oddziaływaniem dynamicznym. Można powyższą nieostrą - chociaż tak ujmowaną w normach projektowania - klasyfikację uzupełnić dodatkowym wyjaśnieniem. Podczas występowania oddziaływania dynamicznego na budowlę lub jej element generowane są siły zwane siłami bezwładności, które dodatkowo obciążają budowlę w każdym miejscu występowania jej masy. Siły te są proporcjonalne do masy i jej przyspieszenia. Jeśli siły bezwładności przyjmują wartości wpływające na wymiarowanie konstrukcji, to oddziaływanie generujące te siły jest rozumiane jako znaczące i uwzględniane jest ono jako oddziaływanie dynamiczne.

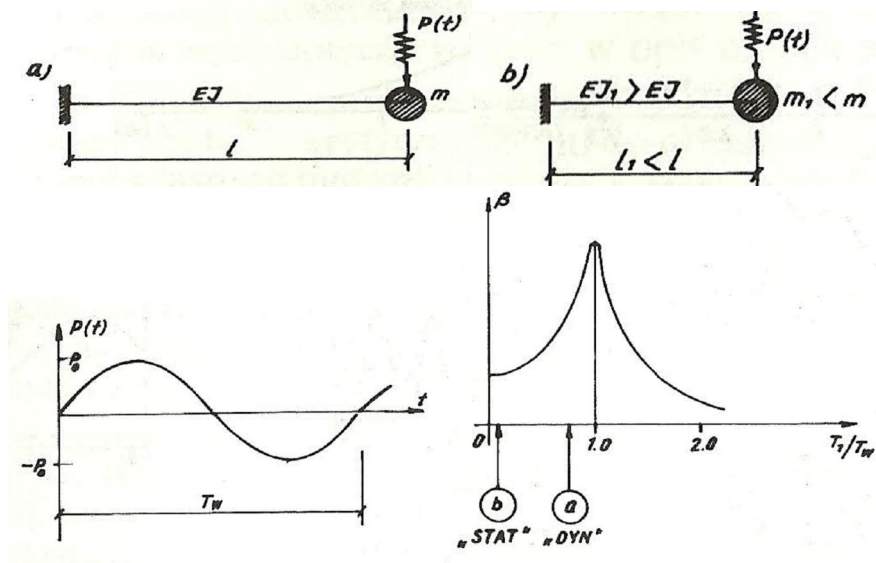
W referacie przedstawiono normowe ujęcie głównych oddziaływań dynamicznych na budowlę. Wyjaśniono zasady uwzględniania oddziaływań dynamicznych na budowlę oraz zgodne z nimi reguły stosowania tych zasad podane w normach PN-EN. W tym miejscu

¹ jkawec@pk.edu.pl

należy jednak zaznaczyć, iż norma [1], w której zapisano podstawy projektowania konstrukcji, dopuszcza (por. 1.4 (5)) również stosowanie reguł alternatywnych, odmiennych od podanych w normach „pod warunkiem wykazania, że reguły alternatywne są zgodne z odnośnymi zasadami i co najmniej równoważne ze względu na bezpieczeństwo obiektów budowlanych, użyteczność i trwałość, oczekiwaną w przypadku posługiwania się Eurokodami”. Do odpowiedzialnego korzystania z zapisów podanych w normach potrzebna jest nie tylko umiejętność realizowania podanego w nich algorytmu obliczeń, ale również wiedza o przyjętych założeniach, z których wynikają reguły ujęte w algorytmach. Potrzebne jest również rozpoznanie przyjętych w normach PN-EN modeli obliczeniowych i wynikających z tego zakresów ich stosowania. Na te zagadnienia zwrócono szczególną uwagę w treści niniejszego opracowania. Z tego też wynika włączenie - przy przedstawianiu niektórych oddziaływań dynamicznych przyjętych w PN-EN - modeli, zasad i reguł podanych w innych normach międzynarodowych i krajowych.

2 ODDZIAŁYWANIA DYNAMICZNE I ICH MODELE PRZYJMOWANE W NORMACH PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

Już na wstępie należy zaznaczyć, iż zaliczenie oddziaływania zmiennego w czasie do oddziaływania dynamicznego zależy od charakteru jego zmienności w czasie w stosunku do istotnych właściwości dynamicznych konstrukcji. Można to wykazać na przykładzie modelu obliczeniowego prostej belki bezinercyjnej z masą skupioną. Rozważa się dwie belki o różnych okresach drgań własnych (por. (rys. 1) za [2]).



Rys. 1. Zilustrowanie wpływu właściwości dynamicznych ustroju przy kwalifikowaniu oddziaływań dynamicznych

Do każdej z belek modelowanych jako ustroje o jednym stopniu swobody dynamicznej przyłożono siłę harmonicznie zmienną w czasie:

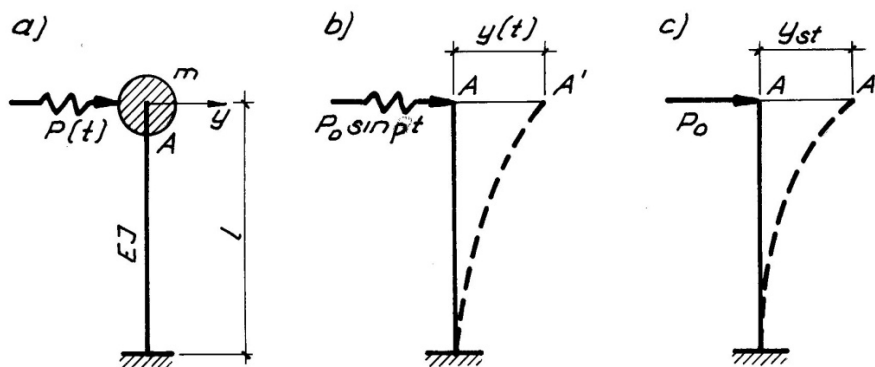
$$P(t) = P_o \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T_w} t\right) \quad (1)$$

W pierwszym przypadku okres drgań własnych belki $(T_1)_a$ jest porównywalny z okresem drgań wymuszonych T_w , w drugim zaś okres $(T_1)_b$ jest dużo mniejszy od T_w (druga belka jest sztywniejsza od pierwszej, jej masa m_1 jest też mniejsza od m). Oddziaływanie zmiennie

w czasie $P(t)$ w odniesieniu do pierwszej belki (przypadek „a”) ma charakter oddziaływania dynamicznego, gdyż efekt tego oddziaływania wyrażony za pomocą współczynnika dynamicznego $\beta = y_{dyn,max}/y_{st}$ jest znaczący (por. usytuowanie punktu „a” odpowiadającego wartości $(T_1)_a/T_w$ na (rys. 1). W odniesieniu zaś do drugiej belki wartość $(T_1)_b/T_w \approx 0$ co oznacza, iż współczynnik $\beta \approx 1$. Tak więc oddziaływanie $P(t)$, zmienne w czasie podczas działania na drugą belkę, może być traktowane jako oddziaływanie statyczne.

Oddziaływanie dynamiczne może być przedstawione w różnej formie. Najbardziej ogólna forma polega na przedstawieniu zmian wartości tego oddziaływania w funkcji czasu: $Q(t)$. Oddziaływanie takie może być zapisane za pomocą funkcji, która wyraża zmiany wartości (np. $Q(t) = Q \cdot \sin(2\pi nt)$, gdzie n – częstotliwość drgań [Hz]), albo za pomocą tablicy wartości tego oddziaływania przypisanych kolejnym chwilom próbkowania (odpowiednie gęstości). Stosowanie takiego zapisu oddziaływania dynamicznego umożliwia uzyskanie w wyniku obliczeń wielu informacji o efektach oddziaływania (E), które też ma charakter dynamiczny (np. zmiana w czasie przemieszczeń /prędkości/ przyspieszeń w wybranych punktach modelu konstrukcji, ich struktura częstotliwościowa, wartości średniokwadratowe tych wielkości itp.).

W zapisach normowych często dopuszczone jest przyjmowanie oddziaływania dynamicznego, jako zastępczego oddziaływania statycznego. Oznacza to, iż efekt zastępczego oddziaływania statycznego na konstrukcję odpowiada wartości maksymalnej uzyskanej w wyniku analizy dynamicznej konstrukcji, tzn. poddanej działaniu zmiennego w czasie oddziaływania dynamicznego. Przykład podany na (rys. 2) dobrze ilustruje powyższe stwierdzenie.



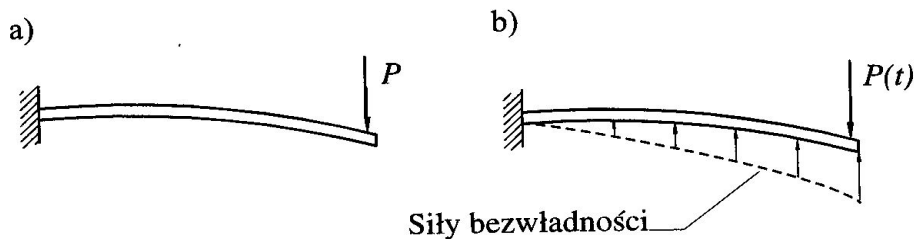
Rys. 2. Ilustracja interpretacji współczynnika dynamicznego

Na wspornik bezinercyjny z jedną masą skupioną działa pozioma siła harmonicznie zmienna w czasie z częstotliwością ρ . Przemieszczenia końca wspornika $y(t)$ są w ruchu ustalonym również zmienne w czasie. Podczas drgań będzie oddziaływała na wspornik pozioma siła wymuszająca (zmienna w czasie od wartości P do $-P$) oraz siła bezwładności generowana ruchem masy. Maksymalne łączne działanie tych dwóch sił można opisać wprowadzając współczynnik dynamiczny β . Wyraża on stosunek maksymalnej wartości przemieszczenia dynamicznego w miejscu przyłożenia siły $P(t)$ do wartości przemieszczenia w tym miejscu wywołanego amplitudą siły wymuszającej P_0 zgodnie z poniższym wzorem:

$$\beta = \frac{y_{dyn,max}}{y_{st}} \quad (2)$$

Analizowaną belkę wymiaruje się na maksymalny efekt oddziaływania. Ten maksymalny efekt można uzyskać przykładając do belki zamiast siły zmiennej w czasie $P(t)$, siłę statyczną w wartości $P_0 \cdot \beta$, która wywołuje równoważny dynamicznemu efekt oddziaływania statycznego.

Warto zwrócić uwagę na to, iż podany wyżej opis odnosił się do belki analizowanej jako ustrój o jednym stopniu swobody dynamicznej. Obiekty rzeczywiste są zawsze ustrojami o nieskończonej liczbie stopni swobody. Na (rys.3) pokazano oddziaływanie na belkę o masie rozłożonej siły przyłożonej statycznie (rys.3a) oraz dynamicznie (rys.3b). Przeważnie model obliczeniowy rzeczywistej konstrukcji można uprościć i rozważać go jako ustrój o skończonej liczbie stopni swobody. Charakterystykę dynamiczną takiego ustroju można przedstawić, jako zbiór kilku (a niekiedy nawet tylko podstawowej) częstotliwości drgań własnych, odpowiadających im postaci drgań własnych oraz wielkości opisującej właściwości tłumiące.

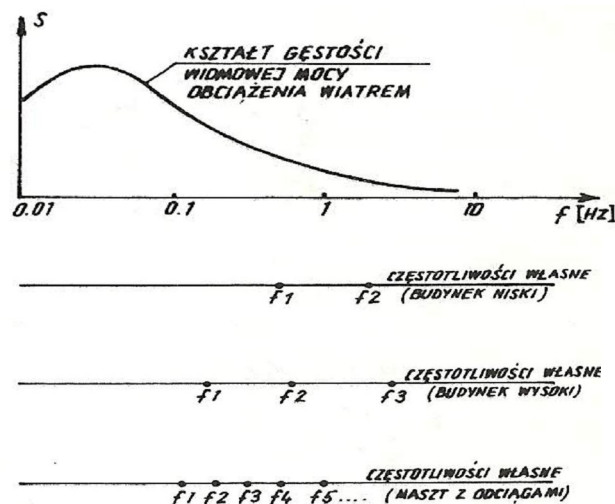


Rys. 3. Działanie na belkę statycznej i dynamicznej siły $P(t)$.

Znaczącym uproszczeniem obliczeń, które dopuszczają zapisy normowe jest charakteryzowanie dynamicznych właściwości konstrukcji budowlanej za pomocą wartości podstawowej częstotliwości drgań własnych oraz odpowiadającej jej wielkości opisującej właściwości tłumiące. Uproszczenie to jest możliwe do przyjęcia. Muszą jednak konstrukcje i oddziaływania dynamiczne spełniać następujące wymagania:

- kolejne częstotliwości drgań własnych konstrukcji są wyraźnie separowane,
- dominujące częstotliwości występujące w strukturze częstotliwościowej oddziaływania (wymuszenia) sytuują się w przedziale poniżej lub w otoczeniu podstawowej częstotliwości drgań własnych konstrukcji.

Powyższe wymagania dobrze ilustrują szkice zamieszczone za [2] na (rys.4).



Rys. 4. Ilustracja możliwości zastosowania współczynnika dynamicznego

Podano tam usytuowanie początkowych częstotliwości drgań własnych budynków niskich, budynków bardzo wysokich i masztów z odciągami w odniesieniu do wykresu gęstości widmowej mocy oddziaływania wiatru. Widać, iż kolejne częstotliwości drgań własnych (f_1, f_2, \dots) budynków zarówno niskich jak i wysokich są wyraźnie separowane.

W odniesieniu do masztów z odciągami ta sytuacja nie występuje. Ponadto w odniesieniu do budynków niskich rzędna na wykresie gęstości widmowej mocy rozpatrywanego oddziaływania odpowiadająca częstotliwości f_2 jest znacząco mniejsza od odpowiadającej częstotliwości f_1 . To zaś oznacza, że w reakcji budynku niskiego na oddziaływanie wiatru decydujący jest udział drgań z podstawową częstotliwością własną budynku. Można więc tego typu obiekty obliczać na działanie wiatru przyjmując ich model obliczeniowy jako ustrój o jednym stopniu swobody dynamicznej. W odniesieniu do takich obiektów i ich modeli można, na podstawie ogólnych rozważań, podać uogólnione wzory na wartość współczynnika dynamicznego. Wartość ta znacząco zależy od właściwości dynamicznych budowli wyrażonych za pomocą wartości podstawowej częstotliwości drgań własnych (f_1) i odpowiadającego jej logarytmicznego dekrementu tłumienia (δ). W innych sytuacjach (np. maszty z odciągami) taka reguła nie jest możliwa do stosowania, gdyż kolejne częstotliwości drgań własnych nie są separowane i występują przy znaczących wartościach gęstości widmowej mocy oddziaływania wiatru.

3 ODDZIAŁYWANIA DYNAMICZNE W NORMACH PN-EN

Do głównych oddziaływań dynamicznych na budowle zaliczyć można wywołane: opływem budowli przez powietrze (oddziaływanie wiatru), pracą maszyn i urządzeń umieszczonych na budowli a także poruszaniem się ludzi po budowli, trzęsieniami ziemi (oddziaływania sejsmiczne), działaniem różnych źródeł drgań usytuowanych poza budowlą, których efekty przekazywane są przez podłoże na fundament budowli i stanowią wymuszenie kinematyczne budowli (są to tzw. oddziaływania parasejsmiczne).

Opływ powietrza wokół budowli może wywoływać efekty w kierunku prędkości przepływu powietrza (prędkości wiatru). Może także wywołać – przy sprzyjających warunkach – drgania budowli w kierunku poprzecznym do kierunku prędkości wiatru (tzw. wzbudzenie wirowe), zjawisko galopowania i inne. Tego rodzaju oddziaływania dynamiczne ujęte są w normie [3].

Oddziaływaniom typu sejsmicznego poświęcona jest norma [4], której poszczególne części odnoszą się do różnych typów budowli. Eurokod 8 został wprowadzony jako PN metodą okładkową tzn. na tekst normy w języku angielskim nałożone zostały okładki w języku polskim informujące o tym, iż taka norma ma status normy polskiej.

Oddziaływania typu parasejsmicznego nie są oddzielnie opisane w normach PN-EN. Można w odniesieniu do tego rodzaju oddziaływań stosować zasady i reguły opisane w [4], w szczególności zaś odnoszących się do kryteriów oceny wpływu drgań na budynki można korzystać z zapisów ujętych w normie [5]. Norma [5] obecnie jest w fazie nowelizacji, w szczególności ten proces dotyczy dostosowania jej do zasad, reguł i określeń wprowadzonych przez Eurokody.

Oddziaływania wywołane dźwigami i maszynami, w tym również oddziaływania dynamiczne generowane pracą tych urządzeń, opisane są w normie [6]. Pewne informacje o oddziaływaniach dynamicznych wywołanych przez np. podnośniki widłowe oraz pojazdy podczas uderzenia ich w bariery i ściany parkingów podane są w [7].

Informacje o oddziaływaniach dynamicznych podawane są również w normach [8, 9]. Zapisane tam zasady i reguły odnoszą się do oddziaływań generowanych w czasie wykonywania konstrukcji ([8]) oraz oddziaływań wyjątkowych, do których zalicza się np. uderzenia i eksplozje wewnętrzne ([9]).

Oddziaływania dynamiczne wyznaczane wg zasad i reguł podanych w wymienionych wyżej normach PN-EN nie są jeszcze pełne. I tak np. w załączniku A1 do normy [1], który to załącznik ma charakter normatywny, podano w punkcie A1.4.4, iż „do możliwych źródeł drgań, które zaleca się uwzględniać należą kroki, zsynchronizowane poruszanie się ludzi”. Te źródła drgań wymienia się tam obok znanych i ujętych w wymienionych już normach, jak

wywołane pracą maszyn, oddziaływaniem wiatru oraz przekazywanych przez podłoże. Przywołując tu sformułowanie zacytowane wyżej warto dodać, iż w tym samym miejscu (punkt A1.4.) w normie [1] przywołuje się normę międzynarodową [10], która nie tylko dostarcza danych o oddziaływaniach dynamicznych wywołanych poruszaniem się ludzi, ale również podaje kryteria oceny zapewnienia niezbędnego komfortu ludziom przebywającym w budynkach (por. załącznik C o charakterze informacyjnym do normy [10]). W Polsce już od 1988r. korzysta się w zakresie oceny wpływu drgań na ludzi w budynkach z postanowień normy [11]. Zasady i kryteria oceny podane w normie [11] nie tylko były zgodne z wówczas obowiązującą normą ISO, ale również spełniają wymagania zapisane w normie ISO [10] znowelizowanej w 2007r.

4 ODDZIAŁYWANIE DYNAMICZNE WIATRU W KIERUNKU JEGO DZIAŁANIA (wg [3])

W [3] podano reguły obliczenia „siły F_w wywieranej przez wiatr na konstrukcje” w kierunku oddziaływania wiatru. Wyznacza się ją ze wzoru:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3)$$

gdzie: $c_s c_d$ – współczynnik konstrukcyjny,
 c_f – współczynnik oporu aerodynamicznego,
 $q_p(z_e)$ – wartość ciśnienia prędkości na wysokości odniesienia z_e ,
 A_{ref} – pole powierzchni odniesienia konstrukcji.

Jak łatwo zauważyć siłę F_w zapisano, jako zastępcze oddziaływanie statyczne (oddziaływanie quasi-statyczne). We wzorze (3) występuje współczynnik dynamiczny $c_s c_d$. We współczynniku tym uwzględniono dwa wpływy:

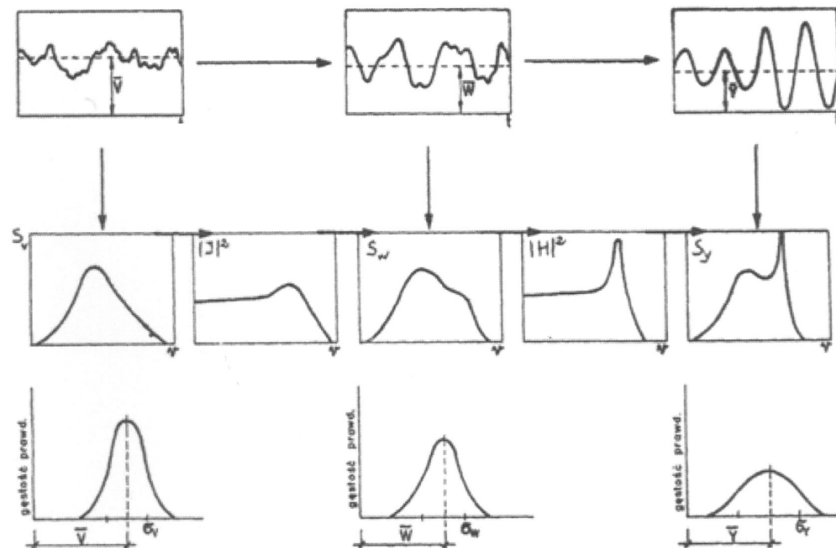
- zmniejszenia oddziaływania wiatru w wyniku niejednoczesnego występowania wartości szczytowych ciśnienia na powierzchni konstrukcji (zależy on od wymiarów konstrukcji) – te wpływy zostały ujęte w współczynniku c_s ,
- wzmocnienia drgań konstrukcji wywołanych przez oddziaływanie turbulentne wiatru w rezonansie z drganiami konstrukcji (zależy on od charakterystyki dynamicznej konstrukcji) – te wpływy zostały ujęte w współczynniku c_d .

Na rys. 5 przedstawiono schematycznie najważniejsze etapy przejścia od prędkości wiatru (v) do efektu oddziaływania wiatru na konstrukcję (y) zarówno w dziedzinie czasu (schematy podane w pierwszym wierszu od góry) jak i w dziedzinie częstotliwości (schematy w drugim wierszu od góry). Tam również zamieszczono (schematy w wierszu dolnym) informacje o założonej gęstości rozkładu (rozkład normalny) każdej z opisywanych wielkości (prędkość wiatru, oddziaływanie dynamiczne wiatru, efekt oddziaływania na konstrukcję).

Uwzględniając znaną (por.[12]) zależność między gęstością widmową wejścia (S_{we}), pierwszego (I_L) i drugiego (I_H) „obiektu” oraz gęstością widmową wyjścia (S_{wy}) można zauważyć, że w wyrażeniu maksymalnego przemieszczenia budowli występować będą składniki odpowiedzi rezonansowej oraz odpowiedzi pozarezonansowej. Wzór 6.3 podany w normie [3] na współczynnik dynamiczny (c_d) i poniżej przywołany zawiera właśnie takie dwie wielkości: B^2 i R^2 .

$$c_d = \frac{1 + 2k_p I_V(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_V(z_s) \sqrt{B^2}} \quad (4)$$

gdzie: k_p – współczynnik wartości szczytowej,
 I_v – intensywność turbulencji,
 B^2 – współczynnik odpowiedzi pozarezonansowej (uwzględnia brak pełnej korelacji ciśnienia na powierzchni konstrukcji),
 R^2 – współczynnik odpowiedzi rezonansowej.



Rys.5. Schematyczne przedstawienie przejścia od prędkości wiatru do efektu jego działania na konstrukcję, której modelem jest ustrój o jednym stopniu swobody dynamicznej

W [3] pomimo stworzenia możliwości wyznaczenia wartości każdego z dwóch współczynników c_s oraz c_d (por.p. 6.4 w [3]), to jednak praktycznie przydatne formuły podane w załącznikach: B, C, i D odnoszą się do wartości współczynnika konstrukcyjnego, który jest iloczynem $c_s c_d$. W [3] podano dwie procedury wyznaczania współczynnika konstrukcyjnego. Procedurę 1 podano w załączniku B, procedurę 2 – w załączniku C. Obydwa załączniki mają charakter informacyjny. Ponadto w załączniku D podano - w postaci wykresów - informacje umożliwiające wyznaczenie wartości współczynnika konstrukcyjnego na podstawie danych o wymiarach konstrukcji. Wykresy te opracowano oddzielnie w odniesieniu do różnych typów konstrukcji.

Interesujące są rezultaty obliczeń szczegółowych dotyczących współczynnika konstrukcyjnego uzyskiwane w wyniku analizy różnych typów konstrukcji. Jeśli nawet w tych analizach autorzy wyznaczają oddzielnie wartości c_s i c_d , to jednak ze względu na ich łączne wpływanie na wartość oddziaływania wiatru (F_w) oraz potraktowanie ich iloczynu jako jednego współczynnika konstrukcyjnego warto rozpatrzyć wpływ zaproponowanych procedur obliczeniowych na wartość współczynnika $c_s c_d$.

W [13] zamieszczono wyniki obliczeń szczegółowych odnoszących się do wysokiego budynku poddanego oddziaływaniu wiatru. W wyniku dosyć pracochłonnych – jak to sami autorzy przyznali – obliczeń dotyczących budynku o wysokości 76m uzyskano na podstawie procedury 1 i procedury 2 wartości współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d = 0,815$ (procedura 1) i $c_s c_d = 0,812$ (procedura 2). W normie [3] zaznaczono, że różnice między wynikami obliczeń uzyskanymi według tych procedur nie są większe od 5%. Te rezultaty obliczeń i informacje podane w normie mogą wzbudzać wątpliwości: czy potrzebne było rozbudowanie zapisów normowych o kolejne procedury prowadzące w wyniku do tak niewielkich różnic.

5 UJĘCIE WZBUDZENIA WIROWEGO (wg [3])

Wrażliwość budowli na wzbudzenie wirowe dobrze charakteryzuje liczba Scrutona wyrażona w postaci:

$$S_c = \frac{2\delta_s m_{i,e}}{\rho b^2} \quad (5)$$

gdzie: δ_s – tłumienie konstrukcyjne wyrażone wartością logarytmicznego dekrementu tłumienia,
 ρ – gęstość powietrza,
 $m_{i,e}$ – masa równoważna konstrukcji na jednostkę długości odpowiadająca i -tej postaci drgań,
 b – szerokość odniesienia przekroju poprzecznego.

Wzbudzenie wirowe występuje przy prędkości wiatru zwanej prędkością krytyczną, przy której odrywanie się wirów od konstrukcji następuje z częstotliwością równą częstotliwości drgań własnych konstrukcji. Podczas drgań (ruch masy konstrukcji) generowane są siły bezwładności. Amplitudę takiej siły na wysokości s wyznacza się ze wzoru:

$$F_w(s) = m(s) (2\pi n_{i,y})^2 \Phi_{i,y}[s] y_{Fmax} \quad (6)$$

gdzie: $m(s)$ – drgająca masa konstrukcji na jednostkę długości,
 $n_{i,y}$ – częstotliwość drgań,
 $\Phi_{i,y}$ – rzędna i -tej postaci drgań konstrukcji unormowana do jedności w miejscu maksymalnego przemieszczania podczas drgań.
 y_{Fmax} – maksymalne przemieszczenie podczas drgań.

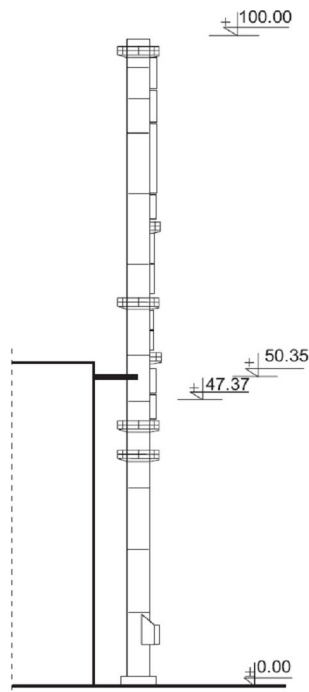
Wartość zastępczej siły statycznej obciążającej konstrukcję podczas drgań wzbudzanych odrywaniem się wirów w istotnym stopniu zależy od częstotliwości drgań ($n_{i,y}$) oraz największego przemieszczenia konstrukcji y_{Fmax} .

W normie [3] zaleca się, aby wartości y_{Fmax} wyznaczać wg jednego z podanych tam dwóch sposobów. Wybór pozostawiono do decyzji autorów arkusza krajowego. Wydaje się, iż korzystający z normy powinien dysponować informacją o tym, na podstawie jakich przesłanek dokonano wyboru sposobu zalecanego w arkuszu krajowym. Informacja ta byłaby przydatna również wtedy, gdyby obliczający musiał samodzielnie podjąć decyzję w tej sprawie. W postanowieniach ogólnych, wprowadzających do opisu sposobów obliczania amplitudy drgań w poprzek kierunku wiatru podano nawet (por. p. E.1.5.1, uwaga 2), iż „bezpośrednie porównanie sposobów (...) nie jest możliwe”. Dodano też, że użytkownik normy może nawet stosować metody alternatywne analizy wpływu tego zjawiska na konstrukcję. Tym bardziej więc korzystający z normy potrzebuje informacji o kryteriach wybrania sposobu obliczania

W różnych publikacjach można znaleźć informacje o wynikach obliczeń szczegółowych przeprowadzonych przez ich autorów dwoma sposobami, a dotyczących tych samych konstrukcji. Już pierwsze rezultaty porównań wskazywały na znaczące różnice w wynikach takich obliczeń (por. np. [14]). Okazało się jednak, iż w ówczesnym wydaniu normy [15] błędnie zapisano wzór (E.17) w p. E.1.5.3. W wydaniu polskim tej normy w tym miejscu wprowadzono odsyłacz krajowy, w którym zaznaczono, iż podany w treści wzór jest błędny i zapisano go poprawnie. Jest o tym również w [16]. Brakowało nadal kryteriów

umożliwiających dokonanie wyboru spośród podanych w normie dwóch sposobów obliczenia maksymalnego przemieszczenia Y_{Fmax} .

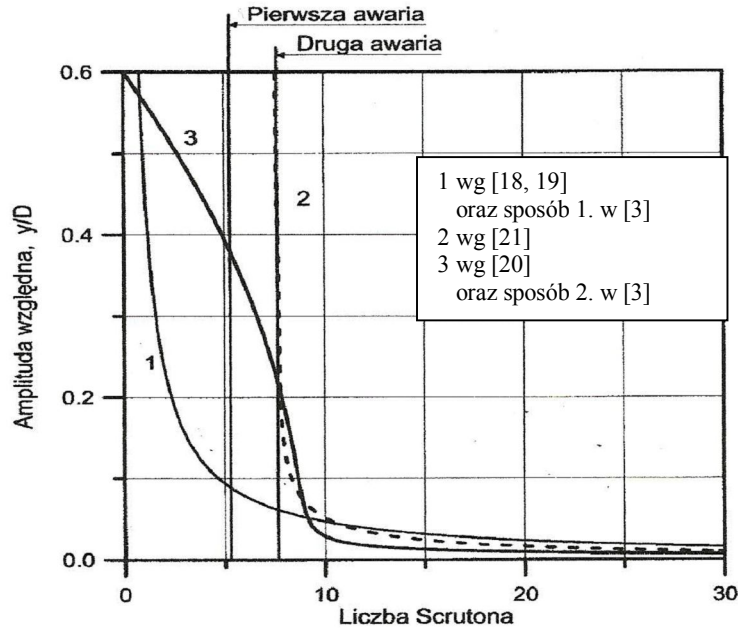
W [17] przy okazji analizy stalowego komina o wysokości 100m, w którym dwukrotnie wystąpiły stany awaryjne w wyniku wzbudzenia wirowego, podano wyniki obliczeń Y_{Fmax} uzyskane za pomocą poprawnych wzorów odpowiadających obydwu sposobom. Można było również zweryfikować obliczone wartości przez porównanie ich z zaobserwowanymi przemieszczeniami wierzchołka komina bezpośrednio przed wystąpieniem pierwszej awarii. Na (rys.6) podano za [17] szkic komina, który był przedmiotem analizy.



Rys. 6. Schemat komina analizowanego w [17]

W odniesieniu do tego obiektu obliczono zależność względnego przemieszczenia wierzchołka komina (tzn. odniesionego do jego średnicy) w funkcji liczby Scrutona (por. wzór (5)). Rozpatrywano modele obliczeniowe przyjęte w normie [3] (dwa sposoby) oraz w normach [18, 19, 20]. Warto zauważyć, iż pierwszy sposób podany w normie [3] odpowiada przyjętemu w normach [18, 19]. Sposób drugi zaś podany w normie [3] odpowiada przyjętemu w normie [20]. Dodatkowo w [17] analizowano model przyjęty w normie ISO [21]. Wyniki obliczeń podano na (rys.7).

Linia 1 na (rys. 7) odpowiada obliczeniom z uwzględnieniem zasad przyjętych w normach [18, 19] oraz sposobu 1 w normie [3]. Linię 2 uzyskano na podstawie modelu opisanego w normie [21]. Linia 3 odpowiada obliczeniom z uwzględnieniem zasad przyjętych w normie [20] oraz sposobu 2 w normie [3]. Na rysunku tym zaznaczono również linie pionowe odpowiadające wartościom Sc podczas pierwszej i drugiej awarii komina. Przemieszczenie maksymalne wierzchołka komina zaobserwowane podczas pierwszej awarii okazało się być zgodne z wyznaczonym na podstawie linii 3.



Rys.7. Zależność między względnym przemieszczeniem wierzchołka komina a wartością liczby Scrutona

Na podstawie szczegółowych analiz dotyczących komina z (rys.6) można zauważyć, iż przedziale małych wartości liczb Sc (mniejszych od 9,0) obliczane przemieszczenia maksymalne wywołane wzbudzeniem wirowym zależą w dużym stopniu od przyjętego modelu obliczeniowego. Doświadczenie zebrane na podstawie szczegółowej analizy komina opisanego w [17] oraz dane z obliczenia wielu kominów stalowych podane w [22] uzasadniają stwierdzenie, iż wzbudzenie wirowe kominów charakteryzujących się małymi wartościami Sc należy obliczać wg sposobu 2 opisanego w [3]. W odniesieniu do tych kominów (przy $Sc < 7,5$) nie można korzystać ze wzorów podanych w [21]. Maksymalne przemieszczenia kominów stalowych charakteryzujących się wartościami $Sc > 9$ można wyznaczać każdym ze sposobów opisanych w cytowanych wyżej normach, gdyż otrzymane wartości nie będą różniły się znacząco. Przemieszczenia te wyznaczone z zastosowaniem sposobu 1 będą nieznacznie większe od wyznaczonych z zastosowaniem sposobu 2. Powyższe spostrzeżenia można przyjąć jako uzupełnienie zapisów podanych w punkcie E 1.5.1 normy [3].

6 GALOPOWANIE

Galopowanie jest zjawiskiem samowzбудnych drgań giętych. Może ono występować w konstrukcjach wiotkich i płaszczyźnie prostopadłej do kierunku wiatru. Jeśli w normach konstrukcyjnych takie zjawisko jest ujmowane, to przeważnie ogranicza się jego opis do podania reguł umożliwiających wyznaczenie prędkości, przy której rozpoczyna się galopowanie V_{CG} . Informacja o wartości tej prędkości i wpływie na tę wartość różnych czynników charakteryzujących konstrukcję pozwala na takie wprowadzenie zmian, aby wyznaczona prędkość była odpowiednio duża tzn. poza zakresem możliwych do wystąpienia średnich prędkości w miejscu, w którym mogłoby dojść do zjawiska galopowania.

W normie [3] podano wzór na prędkość, przy której rozpoczyna się galopowanie konstrukcji w postaci:

$$V_{CG} = 2Sc n_{1,y} b/a_G \quad (7)$$

gdzie: Sc – liczba Scrutona według wzoru (5),
 b – szerokość konstrukcji,

- $n_{1,y}$ – częstotliwość podstawowych drgań własnych konstrukcji w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku wiatru,
 a_G – współczynnik niestateczności typu galopowania (zależy od kształtu przekroju poprzecznego).

Uzupełnieniem wzoru (7) są informacje o granicznych wartościach prędkości V_{CG} , które umożliwiają pominięcie w obliczeniach projektowych analizowania wpływu galopowania, albo uwrażliwiają projektanta na możliwość wystąpienia tego zjawiska. W tej drugiej sytuacji „zaleca się poradę u specjalisty” (por. p. E.2.2 w normie [3]). Warto też wtedy przeanalizować skuteczność zastosowania środków technicznych opisywanych w informacjach publikowanych (por. np. [23]) albo podawanych przez producentów tych środków. Najczęściej są one objęte ochroną patentową.

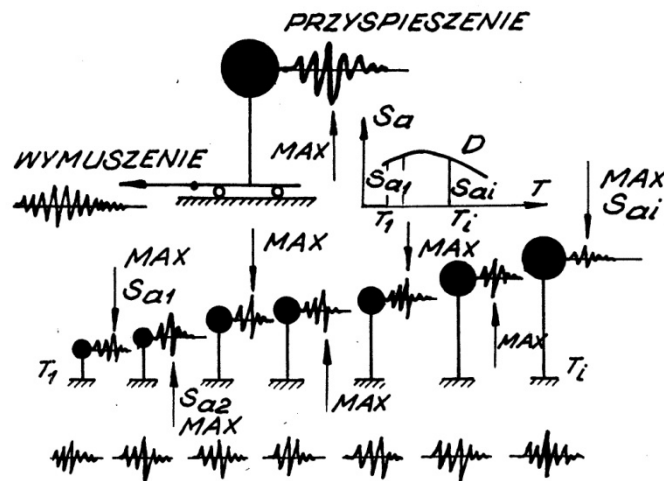
7 ODDZIAŁYWANIA SEJSMICZNE I PARASEJSMICZNE NA KONSTRUKCJE

Norma [4] wraz z kilkoma częściami odnoszącymi się do różnych typów konstrukcji budowlanych została wprowadzona do polskich norm metodą okładkową, przyjmując zapewne, iż jej stosowanie w Polsce będzie ograniczone, gdyż nie występują tu trzęsienia ziemi o intensywności koniecznej do uwzględnienia w projektowaniu konstrukcji. Warto jednak zauważyć, że przez fakt, iż norma ta dotyczy oddziaływań przekazywanych na budowle w wyniku drgań podłoża podane tam zasady obliczania sił bezwładności mogą być wykorzystane przy analizowaniu oddziaływania na budowle wszystkich źródeł drgań znajdujących się poza budowlą i wywołujących wymuszenie kinematyczne tej budowli. Mogą więc zasady w niej opisane mieć zastosowanie również w analizowaniu wpływu na budowle tzw. oddziaływań parasejsmicznych. Wywołane są one drganiami przekazywanymi na budowle przez podłoże i generowanymi podczas: ruchu pojazdów po drogach (kołowych, szynowych, na powierzchni ziemi i zagłębionych), prac budowlanych w sąsiedztwie budowli (roboty drogowe z użyciem walców wibracyjnych, umieszczanie w gruncie pali i ścianek szczelnych, robót z użyciem ładunków wybuchowych, itp.). We wszystkich tych oddziaływaniach dynamicznych obliczenia polegają na wyznaczeniu sił bezwładności generowanych podczas drgań podłoża, które stanowią wymuszenie kinematyczne budowli.

Jeśli znany jest zapis wymuszenia kinematycznego w dziedzinie czasu, to przykładając to wymuszenie do przyjętego modelu budowli w węzłach jej styku z podłożem wyznacza się reakcję budowli na to wymuszenie. W wymiarowaniu konstrukcji oraz sprawdzaniu spełnienia wymagań dotyczących użyteczności korzysta się z informacji o najniekorzystniejszych wartościach reakcji budowli na analizowane oddziaływanie. Z tego powodu dopuszcza się uproszczenia obliczeń polegające na wyznaczaniu zastępczych statycznych sił bezwładności obciążających konstrukcję. Są one wyrażane za pomocą składowych tych sił odpowiadających drganiom z kolejnymi częstotliwościami drgań własnych konstrukcji i działających zgodnie z postaciami tych drgań. W takich obliczeniach korzysta się z pojęcia spektrum odpowiedzi drgań (najczęściej jest to przyspieszeniowe spektrum odpowiedzi albo unormowany jego kształt).

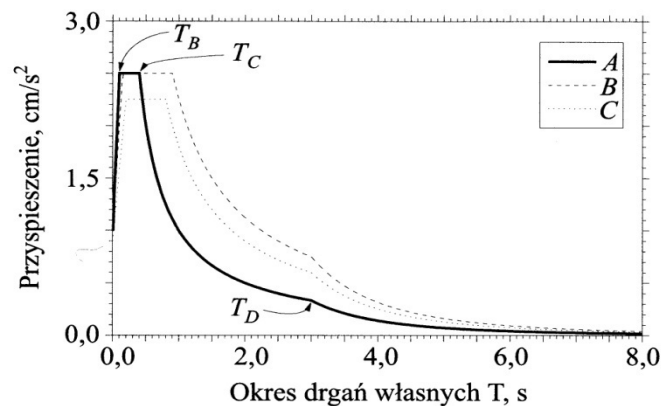
Sposób wyznaczania przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi przedstawiono schematycznie na (rys.8). Procedura obliczeniowa polega na tym, iż kolejno przyjmuje się oscylator (ustrój o jednym stopniu swobody dynamicznej) scharakteryzowany wartością okresu drgań własnych T_i oraz współczynnika charakteryzującego tłumienie D (ułamek tłumienia krytycznego). Wyznacza się reakcję oscylatora (przyspieszenie masy oscylatora) na znane wymuszenie kinematyczne. Z przebiegu w czasie reakcji oscylatora wybiera się wartość maksymalną i przypisuje ją okresowi T_i oraz współczynnikowi tłumienia D . Takie obliczenia wykonuje się przyjmując kolejne oscylatory (zmieniany okres T_i) i oblicza ich reakcję na to samo przyjęte wymuszenie kinematyczne. Na podstawie takich obliczeń uzyskuje się wykres przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi przy współczynniku tłumienia D . Następnie

powtarzając obliczenia oscylatorów o zmienionej wartości współczynnika opisującego tłumienie uzyskuje się nowy wykres przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi odpowiadający nowemu tłumieniu.



Rys.8. Schemat ilustrujący wyznaczenie przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi

W analizach dotyczących oddziaływań sejsmicznych ukształtowane są modelowe spektra odpowiedzi, których kształt uwzględnia wpływ różnych czynników. W normie [4] podano kształty takiego spektrum w zależności od rodzaju podłoża (pięć klas gruntu). Wykresy te i funkcje je opisujące podano na (rys.9).



$$S(T) = \begin{cases} \alpha\beta \left[1 + \frac{T}{T_B} (S_0 - 1) \right] & \text{dla } 0 \leq T < T_B \\ \alpha\beta S_0 & \text{dla } T_B \leq T < T_C \\ \alpha\beta S_0 \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} & \text{dla } T_C \leq T < T_D \\ \alpha\beta S_0 \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_2} & \text{dla } T \geq T_D \end{cases}$$

Rys. 9. Przyspieszeniowe spektra odpowiedzi oddziaływań sejsmicznych opisane w [4]

Obliczanie oddziaływań parasejsmicznych na budowie odbywa się według ogólnych zasad podobnych do stosowanych przy oddziaływaniach sejsmicznych. Niezbędne są tu jednak informacje o parametrach opisujących wymuszenie kinematyczne. Można je wyrazić za pomocą wibrogramów uzyskanych podczas badań dynamicznych albo na podstawie analizowania podobnych sytuacji opisanych wibrogramami przechowywanymi w bazach

danych pomiarowych. Można też wykorzystać modelowe spektra odpowiedzi charakteryzujące wybrane typy źródeł drgań parasejsmicznych. Przykładowo: spektra odpowiedzi wywołane wstrząsami pochodzenia górniczego stosowano w [24], wpływem komunikacji szynowej – w [25] itp. Można tu uwzględnić wymagania zapisane w załączniku D normy [1] o projektowaniu wspomaganym badaniami.

Dysponując podanymi wyżej informacjami, które charakteryzują wymuszenie kinematyczne od wybranego działania parasejsmicznego wyznacza się siły bezwładności działające na konstrukcję oraz spodziewane wartości sił przekrojowych w elementach konstrukcji. W zakresie przyjęcia w obliczeniach dopuszczalnych uproszczeń przydatne są informacje zawarte w normie [5].

8 ODDZIAŁYWANIA DYNAMICZNE NA LUDZI PRZEBYWAJĄCYCH W BUDYNKACH

Wyznaczone wyżej oddziaływania dynamiczne służą (w odpowiednich kombinacjach) do wymiarowania elementów konstrukcji. Coraz częściej zachodzi potrzeba uwzględniania również wpływu oddziaływań dynamicznych na zapewnienie niezbędnego komfortu wibracyjnego ludziom przebywającym w budynkach (por. [26]). W normie [1] w tym zakresie przywołano normę [10], z którą korespondują wymagania zapisane w normie [11].

Kryteria stosowane w ocenie wpływu drgań na ludzi w budynkach zależą od przyjętej metody oceny. Można wyróżnić trzy podstawowe metody oceny, w których stosuje się następujące parametry:

- a) wartość przyspieszenia (prędkości) drgań skorygowaną w całym paśmie częstotliwości,
- b) widmo (strukturę częstotliwościową) wartości skutecznej (RMS) przyspieszenia (prędkości) drgań w pasmach $1/3$ oktawowych,
- c) dawkę wibracji.

Wartość skorygowaną (występuje m.in. w normie [27]) wyznacza się na podstawie analizy drgań w miejscu ich odbioru przez człowieka stosując korekcję za pomocą filtru korekcyjnego. Charakterystyka filtru korekcyjnego opisana jest wartościami współczynników korekcji przypisanymi częstotliwościom środkowym pasm $1/3$ oktawowych. W wyniku analizy uzyskuje się informację o drganiach w miejscu odbioru ich przez człowieka wyrażoną za pomocą jednej liczby, którą porównuje się z wartością odpowiadającą zapewnieniu niezbędnego komfortu wibracyjnego ludziom w budynku. Zastosowanie skorygowanej wartości przyspieszenia drgań w ocenie ich wpływu na ludzi jest stosunkowo proste, ale jednocześnie ubogie w informacje. W przypadku naruszenia wymagań odnośnie do zapewnienia ludziom w budynku niezbędnego komfortu, nie uzyskuje się na podstawie takich analiz informacji o paśmie częstotliwości, w którym to naruszenie następuje. Nie można, więc na tej podstawie określić przy jakiej częstotliwości i w jakim stopniu powinno się wprowadzić zmiany (np. w zastosowanym rozwiązaniu konstrukcyjnym), aby uzyskać zapewnienie ludziom niezbędnego komfortu wibracyjnego.

Więcej potrzebnych informacji przydatnych w ocenie wpływu drgań na ludzi uzyskuje się na podstawie przedstawienia drgań w postaci widma wartości skutecznej przyspieszenia drgań w pasmach $1/3$ oktawowych. Ten parametr oceny przyjęty jest w normach [10, 25]. Przez porównanie struktury częstotliwościowej wyznaczonego wibrogramu z odpowiadającą zapewnieniu ludziom w budynku niezbędnego komfortu wibracyjnego uzyskuje się nie tylko informacje o ewentualnym naruszeniu wymagań, ale również o paśmie częstotliwości, w którym to naruszenie wystąpiło.

Trzeci ze stosowanych parametrów opisu drgań umożliwia analizowanie wpływu drgań na ludzi w budynkach przez odniesienie oceny do pełnego czasu oddziaływania wibracyjnego. Wprowadzenie wielkości określanej, jako dawka wibracji do oceny wpływu

drgań na ludzi pozwala na odniesienie przyjętych kryteriów oceny do drgań o różnym czasie trwania i powtarzalności (ciągłych, sporadycznych, impulsowych). Rozważa się ich działanie w czasie całego okresu narażenia człowieka na drgania. Dawkę wibracji wprowadzono do oceny drgań w normach [10, 28]. W normie [28] dawkę wibracji oznaczoną jako VDV i wyrażaną w $[m/s^{1,75}]$ określa się ze wzoru:

$$VDV = \left(\int_0^T a^4(t) dt \right)^{0,25} \quad (8)$$

gdzie: $a(t)$ - przyspieszenie $[m/s^2]$ w funkcji czasu z wagami W_b albo W_d wprowadzonymi w zależności od częstotliwości drgań i kierunku ich przekazywania na człowieka,
 T - całkowity czas drgań [s].

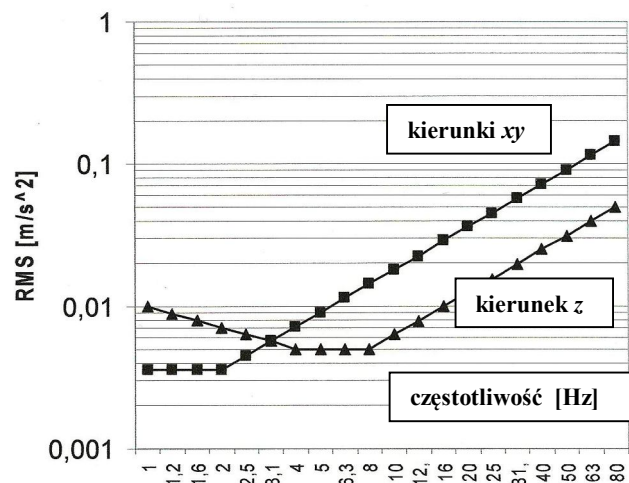
W zależności od typu drgań podano również w [10, 28] procedury wyznaczania dawki wibracji w ciągu całego okresu oddziaływania drgań (dzień - 16 godzin, noc - 8 godzin). I tak np. przy drganiach o charakterze ciągłym dawkę wibracji przypadającą na rozważany okres dnia wyznacza się ze wzoru:

$$VDV_{DAY} = \left[\frac{t_{DAY}}{t_{\tau}} \right]^{0,25} * VDV_{\tau} \quad (9)$$

gdzie: VDV_{τ} – dawka wibracji wyznaczona w reprezentatywnym czasie τ , $[m/s^{1,75}]$,
 t_{DAY} – czas trwania rozpatrywanego przedziału dnia (dzień, noc), [s],
 t_{τ} – łączny czas trwania drgań odpowiadających drganiom analizowanym w czasie reprezentatywnym τ , [s].

Wymienione wyżej parametry oceny wpływu drgań na ludzi w budynkach są powiązane z kryteriami oceny. W normach, których wymagania są tu przywołane kryteria oceny drgań podawane są w zakresie częstotliwości od 1 do 80Hz. Poziomem odniesienia jest w tych kryteriach próg odczuwalności drgań, w którym uwzględnia się różną wrażliwość człowieka na drgania, zależną od częstotliwości i od kierunku ich przekazania (z – kierunek zgodny z osią: stopy-głowa, xy – kierunki zgodne z osiami: plecy-piersi oraz bok-bok).

Na rys.10 podano (za [10, 27]) linie odpowiadające progowi odczuwalności drgań przekazywanych na człowieka w kierunku z oraz w kierunkach xy.



Rys. 10. Linie progowe odczuwalności drgań przyjęte w [10, 27]

Pozostałe czynniki wpływające na określenie poziomu drgań zapewniającego człowiekowi w budynku niezbędny komfort vibracyjny (pora występowania drgań, charakter drgań, przeznaczenie pomieszczenia) uwzględnia się w kryterium oceny przez przyjęcie wartości współczynnika zwiększającego n . Współczynnik n zwiększa rzędne opisujące linie progów odczuwalności drgań. W wyniku otrzymuje się położenie nowych linii, równoległych do linii progów odczuwalności drgań. Drgania o wartościach parametrów poniżej tej linii nie naruszają warunków niezbędnego komfortu vibracyjnego. Przykładowe ujęcie zapisów normowych dotyczące przyjęcia współczynnika n podano za [27] w (tab. 1).

Tablica 1: Wartości współczynnika n (za [27])

Przeznaczenie pomieszczenia	Pora występowania drgań	Wartość współczynnika n przy wystąpieniu drgań:	
		ustalonych (ciągłych albo przerywanych); krotności większe od 10 na dobę	sporadycznych; krotności mniejsze niż 10 na dobę
Szpitale (sale operacyjne)	Dzień	1	1
	Noc		
Szpitale (sale chorych)	Dzień	2	8
	Noc	1	4
Mieszkania	Dzień	4	32
	Noc	1,4	4
Biura	Dzień	4	64
	Noc		
Warsztaty	Dzień	8	128
	Noc		

Kryteria oceny wpływu drgań na ludzi w budynkach można stosować w diagnostyce oraz uwzględniać w projektowaniu budynków. Ocena diagnostyczna występuje wówczas, gdy możliwe jest wykonanie pomiarów drgań bezpośrednio w miejscu ich odbioru przez człowieka. Wówczas zapisy drgań w budynku pomierzone w miejscu ich odbioru przez człowieka przedstawiane są w postaci odpowiedniej do zastosowanego kryterium oceny. Może więc podać strukturę częstotliwościową tych drgań w pasmach 1/3 oktawowych albo wyznaczyć dawkę vibracji. Do tak przedstawionych wyników pomiarów przykłada się kryterium oceny i na tej podstawie formułuje się wynik diagnozy.

W sytuacji budynku projektowanego najpierw kształtuje się jego model obliczeniowy (np. model MES) oraz wyznacza prognozowane wymuszenie kinematyczne drgań budynku. W kolejnym etapie oblicza się drgania budynku w miejscach odbioru ich przez ludzi (na stropach poszczególnych kondygnacji) i tak obliczone wibrogramy poddaje się analizie podobnej do opisanej wyżej, procedura wyznaczania odpowiedniego modelu obliczeniowego budynku przydatnego w ocenie wpływu drgań na ludzi przedstawiona została np. w [29].

9 ODDZIAŁYWANIA WYWOŁANE PRACĄ MASZYN, DŹWIGÓW I INNYCH URZĄDZEŃ

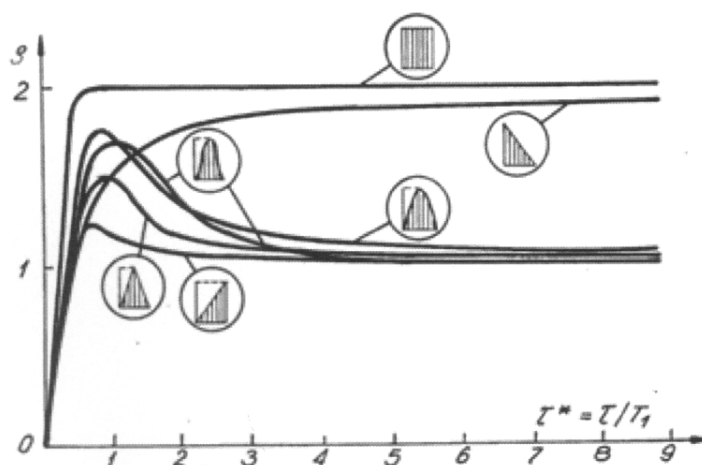
Praca maszyn, dźwigów i innych urządzeń wywołuje oddziaływania o charakterze dynamicznym. Często można tego typu oddziaływanie uwzględnić jako quasi-statyczne przez wprowadzenie współczynnika dynamicznego o odpowiedniej wartości. Już w normie [7] formułując zalecenia dotyczące wyznaczania oddziaływań wywołanych obciążeniami użytkowymi podano zapis o cechach zasady (oznaczony literą P – punkt 6.3.2.2.(2)), w którym stwierdza się, że „wartość charakterystyczna obciążenia użytkowego powinna odpowiadać wartości maksymalnej, z uwzględnieniem, jeśli jest to właściwe, efektów

dynamicznych”. Takie efekty występują np. podczas napełniania i opróżniania materiałów w miejscu ich składowania. Taka sytuacja występuje również przy wyznaczaniu oddziaływań wywołanych przez podnośniki widłowe (por. p. 6.3.2.3 w [7]), gdzie statyczne obciążenie pionowe podnośnika zwiększa się przez zastosowanie współczynnika dynamicznego φ , którego wartości wynoszą od 1,4 do 2,0. Podobnie oddziaływaniem dynamicznym opisywanym w normie [7] jest wynikające z uderzenia pojazdów o bariery i ściany ograniczające, występujące na parkingach samochodowych. Siły poziome zaleca się tam wyznaczać jako zastępcze statyczne oddziaływanie z uwzględnieniem podatności pojazdu i bariery w miejscu uderzenia wyrażonej przez odkształcenie tych elementów po uderzeniu. Wzór podany w załączniku B normy [7] wynika z rozważenia działania na barierę siły w krótkim czasie.

W normie [6] podano wymagania odnośnie do wyznaczania oddziaływań wywołanych pracą dźwigów i maszyn. Tu również często dynamiczny charakter oddziaływania uwzględniany jest za pomocą współczynnika dynamicznego.

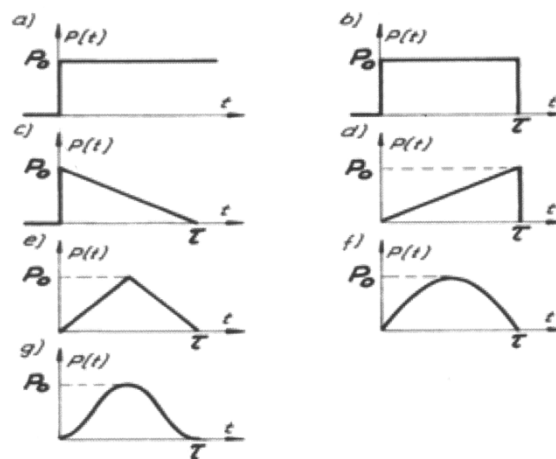
W normach [8, 9] również zamieszczono informacje o oddziaływaniach dynamicznych, które mogą wystąpić w czasie wykonywania konstrukcji oraz podczas zdarzeń o charakterze wyjątkowym.

Przy rozpatrywaniu przypadków, w których działanie dynamiczne występuje w bardzo krótkim czasie (impuls), pomocne mogą być informacje o wartości współczynnika dynamicznego odniesionego do wartości siły P_0 w zależności od relacji między czasem trwania impulsu τ i okresem drgań własnych konstrukcji lub elementu, do którego ta siła jest przykładana.



Rys. 11. Wartości współczynnika dynamicznego w funkcji τ/T oraz kształtu impulsu

Na (rys.11) podano wykresy wartości współczynnika dynamicznego w funkcji τ/T . Podane tam wykresy odpowiadają impulsom o różnych funkcjach ich kształtu w czasie. Rozpatrywane funkcje kształtu podano na (rys.12).



Rys. 12. Funkcje kształtu impulsów

Szczególnym rodzajem urządzenia wywołującego dynamiczne efekty są dzwony. Ruch dzwonu przedstawionego na (rys.13) wywołuje zmienne w czasie siły: P^H i P^V . W grupie Eurokodów nie ma takich, które bezpośrednio opisują to oddziaływanie. Można tu korzystać z normy [30]. Na podstawie analizy harmonicznej można składowe: poziomą P^H i pionową P^V wyrazić jako złożenie ruchów z częstościami odpowiadającymi częstości kątowej Ω_1 i jej wielokrotności (por.[31]):

$$p^H = c \cdot G \cdot \sum_{p=0}^{\infty} \gamma_{2p+1} \sin[(2p+1)\Omega_1 t] \quad (10)$$

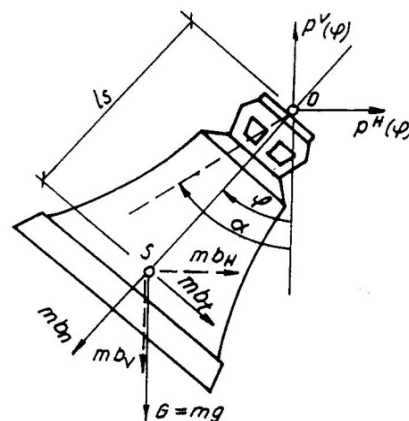
$$p^V = G + c \cdot G \cdot \sum_{p=0}^{\infty} \beta_{2p} \cos[2p\Omega_1 t] \quad (11)$$

gdzie: c – parametr charakteryzujący dzwon, wyrażający stosunek długości l_s podanej na (rys.13) do długości zastępczej l_m wahadła matematycznego o tym samym okresie co rozważany dzwon traktowany jak wahadło fizyczne ($l_m = I/ml_s$),

m – masa dzwonu,

$I = I_s + m l_s^2$, I_s – moment bezwładności masy dzwonu względem środka ciężkości S.

Współczynniki γ i β są funkcją kąta dzwonienia α ; można je wyznaczać z wykresów podanych w normie [30].



Rys. 13. Szkic dzwonu z zaznaczeniem sił działających podczas dzwonienia

10 PODSUMOWANIE

Zagadnienia dotyczące wyznaczania wartości oddziaływań dynamicznych na budowle przedstawiono w różnym ujęciu. Najczęściej podawana jest wartość zastępczej siły statycznej, którą wyznacza się z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego. Wartości współczynników dynamicznych podawane są w postaci zależności funkcyjnych albo wartości liczbowych. W pierwszym z wymienionych przypadków zależność funkcyjna uwzględnia wielkości charakteryzujące budowlę pod względem dynamicznym. Zastosowanie współczynnika dynamicznego możliwe jest w odniesieniu do tych budowli, które spełniają warunki podawane w normach w formie bezpośredniej albo pośredniej. Ważniejsze z nich zostały przedstawione i uzasadnione w niniejszym opracowaniu.

Jeśli budowle nie spełniają warunków umożliwiających traktowanie oddziaływania dynamicznego jako zastępczego oddziaływania statycznego, to sformułowania zapisane w normach zalecają przeprowadzenie pełnych analiz dynamicznych we współpracy z specjalistami. Wiąże się to jednoznacznie z uprawnieniem - opisanym na początku niniejszego opracowania - do stosowania reguł alternatywnych (por. np. 1.4 (5) w normie [1]). Trzeba w tym miejscu podkreślić, iż coraz częściej w obliczeniach nietypowych konstrukcji trzeba stosować modele 3D i analizy dynamiczne przeprowadzać w dziedzinie czasu.

Pewną nowością jest wprowadzenie w opisywanych normach w odniesieniu do kilku oddziaływań dynamicznych zapisów alternatywnych (dwie procedury, dwa sposoby obliczenia) i pozostawienie prawa do wybrania procedury i sposobu obliczania autorom arkuszy krajowych albo korzystającemu z normy. Jednakże kryteria tego wyboru nie zostały w normie jednoznacznie określone. A nawet niekiedy zamieszcza się ocenę autorów normy o nieistotności różnic między wynikami obliczeń uzyskanymi za pomocą przedstawianych procedur alternatywnych. Tak jest np. przy opisywaniu dwóch procedur wyznaczania współczynnika konstrukcyjnego w [3]. Problem ten opisano w niniejszym opracowaniu.

Wśród nowych oddziaływań dynamicznych, na które zwrócono uwagę w normach PN-EN są wywołane ruchem ludzi. W tym zakresie jednoznacznie korzystającego z Eurokodów odsyła się do normy ISO [10]. Podobnym przywołaniem zwrócono uwagę na to, aby w analizach dynamicznych uwzględniać zapewnienie komfortu wibracyjnego ludziom przebywających w budynkach. Tu też możliwe było odesłanie użytkownika norm PN-EN do normy [10]. W Polsce mamy od 1988 roku normę [27], w której podane kryteria oceny są zgodne również z normą [10]. Ostatnio w [32] uzasadniono twierdzenie, iż naruszenie wymagań dotyczących zapewnienia ludziom w budynku niezbędnego komfortu wibracyjnego można traktować jako stan zagrożenia awaryjnego.

Ważną wskazówką podawaną w PN-EN jest podkreślenie roli badań doświadczalnych we wspomaganie projektowania budowli i wyznaczaniu oddziaływań dynamicznych na te budowle. Chodzi tu nie tylko o badania modeli w tunelach wiatrowych, co jest praktykowane od lat, ale również o wyznaczanie oddziaływań dynamicznych generowanych źródłami drgań poza budowlą i przekazywanych na budowlę przez podłoże.

PIŚMIENNICTWO

- [1] PN-EN 1990:2004; Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] Kawecki J.: Obciążenia dynamiczne budowli i ich ujęcie w normach projektowania. Inżynieria i Budownictwo, nr 11/1993, s. 456-462.
- [3] PN-EN 1991-1-4:2008; Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- [4] PN-EN 1998:2005; Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym.
- [5] PN-B-02170:1985; Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki.

- [6] PN-EN 1991-3:2006; Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania wywołane przez pracę dźwigów i maszyn.
- [7] PN-EN 1991-1-1:2004; Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [8] PN-EN 1991-1-6:2007; Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji.
- [9] PN-EN 1991-1-7:2007; Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe.
- [10] ISO 10137:2007; Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations.
- [11] PN-B-02170:1988; Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach.
- [12] Bendat J.S., Piersol A.G.: Metody analizy i pomiaru sygnałów losowych. Biblioteka Naukowa Inżyniera, Warszawa 1976.
- [13] Żurański J.A., Gaczek M.: Obciążenie wiatrem budynków w ujęciu normy PN-EN 1991-1-4: 2008. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2010, s. 494-501.
- [14] Włodarczyk W.: O niektórych problemach projektowania kominów stalowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 11/2004.
- [15] EN 1991-1-4:2005; Actions on structures, General action – Wind action.
- [16] Żurański J.A.: O współczynniku wartości szczytowej przy wzbudzeniu wirowym wg Eurokodu 1 – Oddziaływanie wiatru. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2006.
- [17] Kawecki J., Żurański J.A.: Cross-wind vibrations of steel chimneys – A new case history. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics; 95(2007), s. 1166-1175.
- [18] PN-B-03201:1993; Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie.
- [19] DIN 4133; Schornsteine aus Stahl, November 1991.
- [20] CICIND Model Code for Steel Chimneys, 2002.
- [21] ISO 4354:1997; Wind action on structures (E.4).
- [22] Kalabińska J.: Analiza podatności kominów stalowych na wzbudzenie wirowe według ujęć normowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2007, s. 199-202.
- [23] Kawecki J.: Drgania odciągów masztów i rozwiązania techniczne prowadzące do ich redukcji. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 174; seria: Mechanika, z.52, Rzeszów 1999, s. 65-70.
- [24] Tataro T.: Działanie drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na niską tradycyjną zabudowę mieszkalną. Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, Inżynieria Łądowa, nr 74/2002.
- [25] Stypuła K.: Drgania mechaniczne wywołane eksploatacją metra płytkiego i ich wpływ na budynki. Zeszyty Naukowe Politechnik Krakowskiej, Inżynieria Łądowa, nr 72/2001.
- [26] Kawecki J., Stypuła K.: Naruszenie wymagań dotyczących zapewnienia ludziom w budynku niezbędnego komfortu wibracyjnego jako stan zagrożenia awaryjnego. Inżynieria i Budownictwo, nr 5/2001, s. 266-269.
- [27] PN-B-02171:1988; Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach.
- [28] BS 6472-1:2008; Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings. Part 1: Vibration sources other than blasting.
- [29] Kawecki J., Stypuła K.: Metoda wyznaczania modelu budynku przydatnego w ocenie wpływu drgań parasejsmicznych na ludzi. Czasopismo Techniczne, Kraków, nr 2-3/2007, s. 39-46.
- [30] DIN 4178; Glockentürme. Berechnung und Ausführung.
- [31] Kawecki J., Masłowski R.: Analiza drgań dzwonnicy w aspekcie możliwości zmniejszenia dynamicznego efektu ruchu dzwonów. Problemy inżynierii lądowej, PAN – Oddział w Krakowie, Komisja Budownictwa, 1992.

- [32] Kawecki J., Stypuła K.: Naruszenie wymagań dotyczących zapewnienia ludziom w budynku niezbędnego komfortu wibracyjnego jako stan zagrożenia awaryjnego, Inżynieria i Budownictwo, nr5/2011, s. 266-269

DYNAMIC ACTIONS ON BUILDING OBJECTS

Summary

Formulation of dynamic influences on building objects from the point of view of standards was presented In this report. Principles adopted in structural standards PN-EN referring to building objects were described. Formulation of various dynamic influences on building objects was presented in this report. These were particularly: wind effect (influence along wind direction, vortex excitation, galloping), dynamic influences transmitted by the ground and their action on the structure and people, dynamic influences caused by shocks and by work of machines.

Michał KNAUFF¹
Politechnika Warszawska

PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI Z BETONU WEDŁUG EUROKODU – PODSTAWOWE ZAŁOŻENIA I ZASADY

STRESZCZENIE

Pierwszą częścią artykułu jest zwięzły, krytyczny przegląd treści części 1-1 Eurokodu 2. Następnie rozpatruje się dokładniej zastosowania idei zaczerpniętych z teorii plastyczności do wymiarowania przekrojów i do analizy elementów i konstrukcji takich jak płyty i belki ciągłe, zwracając uwagę na zawarte w normie niekonsekwencje w klasyfikacji i ograniczeniach stosowania analizy sprężystej z redystrybucją i analizy plastycznej. W p. 6 przedstawiono krytyczną ocenę sformułowań, które umieszczono w Eurokodzie w punktach dotyczących ogólnych zasad analizy konstrukcji. Zastosowania metod nieliniowych i liniowych (geometrycznie lub fizycznie), zalecane w Eurokodzie, rozpatrzono na podstawie oryginalnej klasyfikacji opracowanej przez autora.

Słowa kluczowe: konstrukcje, żelbet, Eurokod, nieliniowość, plastyczność, klasyfikacja.

1 WSTĘP

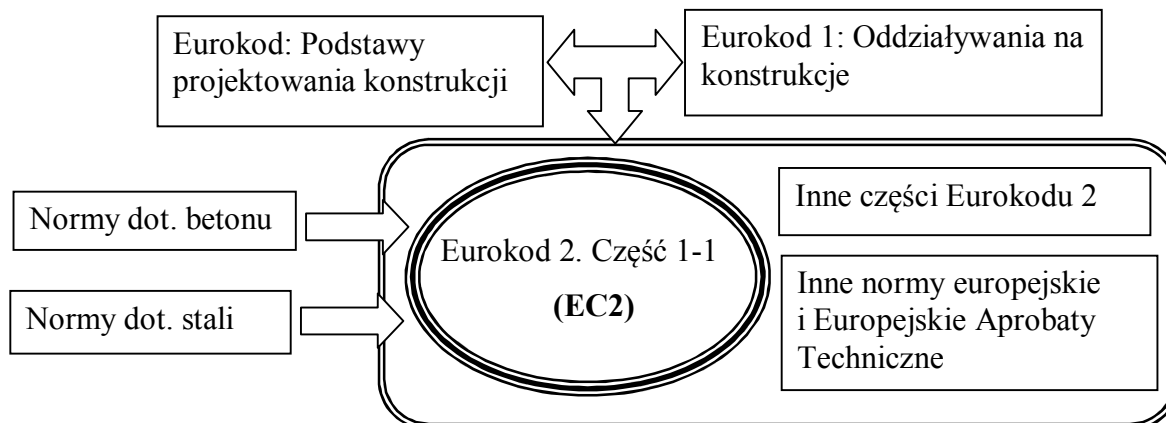
Do projektowania konstrukcji betonu stosuje się liczne normy i inne dokumenty zawierające przepisy i wymagania (rys. 1). Podstawową rolę odgrywają normy będące częściami Eurokodu 2, a wśród nich przede wszystkim część 1-1 – „Reguły ogólne i reguły dla budynków” [1]. Analiza tej części Eurokodu, oznaczanej dalej skrótem EC2, jest przedmiotem artykułu.

Pierwsza wersja normy o tym tytule ukazała się w r. 1992 [2], Ostateczne zatwierdzenie przez Europejski Komitet Normalizacyjny (CEN) nastąpiło w r. 2004. CEN rozesłał potem jeszcze kilka zbiorów poprawek (ostatnie w r. 2010), które na ogół dotyczyły drobnych pomyłek i niejasności. Polska wersja [3] została wprowadzona w r. 2008.

Polskie normy z lat 1999 i 2002 [4], [5] były oparte na wersjach roboczych EC2 i składały się przede wszystkim z wybranych przepisów Eurokodu i z przepisów zaczerpniętych z wcześniejszych norm krajowych, które w latach 1976 – 99 były wydawane z numerem 03264 [6], [7]. Pomimo powierzchownego podobieństwa między normami [4] i [5] a ostateczną wersją Eurokodu zachodzą istotne różnice.

¹ M. Knauff@il.pw.edu.pl

Geneza przepisów EC2 oraz związanych z Eurokodem zasad opracowywanych przez *fib*, wydawanych jako Model Code, jest przedmiotem bardzo obszernego piśmiennictwa. Wyjaśnienia dotyczące zasad i podstaw naukowych EC2, przedstawiające poglądy zespołu autorów normy, można znaleźć w [8]. Przykłady obliczeń znajdują się w [9], [10] i [11] i w wielu innych opracowaniach. Książka [11], opracowana przez zespół polskich autorów jest oparta na wersji z 2004, która różni się od EC2 tylko brakiem niektórych poprawek, o których wspomniano na wstępie. Wyczerpujący przegląd podstaw naukowych starszej wersji EC2 1992 oraz pomoce do projektowania znajdują się w obszernej książce [10].



Rys. 1. EC2 jako część systemu norm europejskich

2 KRÓTKI PRZEGLĄD EC2

W przedstawionym tu ogólnym przeglądzie EC2 omówiono zwięźle tylko wybrane problemy. Pominięto całkowicie przepisy specyficzne dla konstrukcji sprężonych i wiele innych problemów (np. ograniczenia naprężeń w SGU, większość zasad konstruowania, przebiecie). Niektóre zagadnienia rozwinięto w dalszych punktach artykułu.

Niezawodność konstrukcji zapewnia się stosując metodę częściowych współczynników bezpieczeństwa podobną, co do zasady, do metody stosowanej w Polsce od lat siedemdziesiątych XX w. Zasada ta polega na stosowaniu częściowych współczynników do sprawdzania, czy są spełnione wymagania dotyczące stanów granicznych konstrukcji.

Pobieżny przegląd normy „Podstawy projektowania konstrukcji” [12] może sprawiać wrażenie, że do zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji stosuje się matematyczną teorię niezawodności, ale w rzeczywistości w projektach stosuje się metodę częściowych współczynników, która nie wymaga wiedzy z dziedziny teorii niezawodności. Probabilistyczne aspekty bezpieczeństwa konstrukcji wzięto pod uwagę przy wyznaczaniu wartości charakterystycznych i współczynników, ale współczynniki obciążeń i współczynniki materiałowe zalecane w [12] i [1] nie dają się z tej teorii wywieść. W p. C3 normy [12] przyznaje się, że wartości liczbowe współczynników częściowych i współczynników ψ ustalono przede wszystkim na podstawie doświadczeń z przeszłości i tradycji budowlanej, a „prawdopodobieństwo zniszczenia i wskaźnik niezawodności „...są tylko wartościami umownymi, które niekoniecznie wyrażają rzeczywistą proporcję konstrukcji ulegających zniszczeniu, ale są stosowane jako wartości operacyjne...do porównania poziomów niezawodności konstrukcji.”

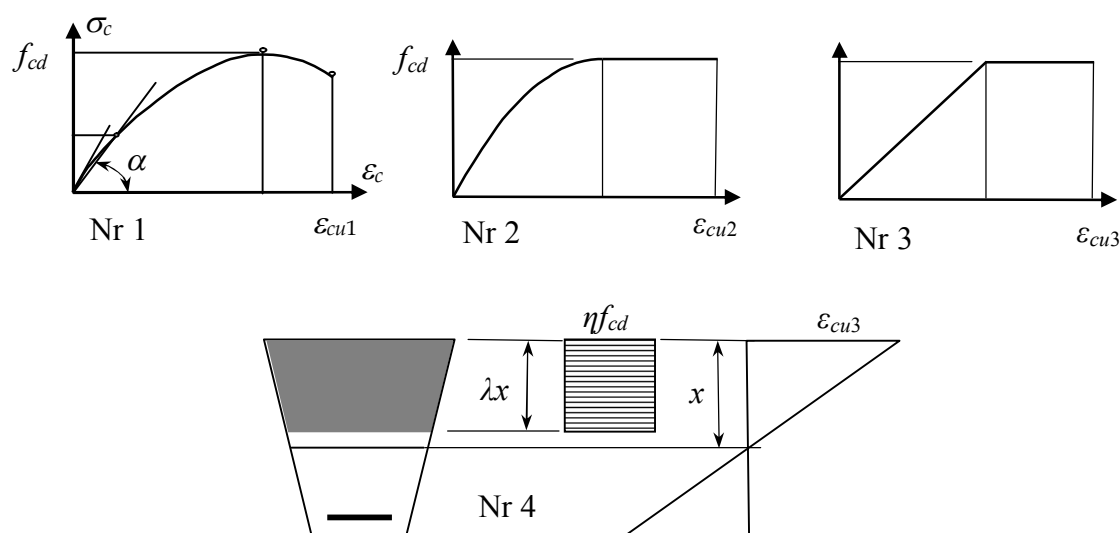
Wartości współczynników i definicje kombinacji obciążeń różnią się poważnie od ich odpowiedników w wycofanych normach polskich.

Trwałość konstrukcji jest silnie związana z grubością otulenia zbrojenia. Rozdział dotyczący tych zagadnień w ostatnim wydaniu EC2 został mocno zmieniony w porównaniu z wersjami starszymi. Wiele zmian ma charakter redakcyjny, ale są też istotne różnice

merytoryczne. W EC2 i w normach z nim związanych znajduje się teraz system przepisów, który opiera się na dwóch klasyfikacjach. Wymaganą grubość otulenia wyznacza się na podstawie klasy ekspozycji, która charakteryzuje wpływ środowiska, i na podstawie klasy konstrukcji (S1 do S6), która zależy od projektowanego okresu eksploatacji konstrukcji. Proces korozji rozpatrzono analizując modele spadku jakości (*deterioration*) za pomocą metod probabilistycznych podobnych do metod stosowanych do analizy niezawodności. Podstawowym pojęciem stosowanym w tej analizie to poziom niezawodności i wskaźnik niezawodności. Na podstawie doświadczeń i analizy określa się tempo procesu obniżania jakości i wymaganą grubość otulenia. W praktycznych zastosowaniach nie wykonuje się analiz probabilistycznych, ale stosuje się zbiór tablic i warunków, które umieszczono w EC2 oraz w [12]. Podobnie jak w analizie nośności zbiór praktycznych zasad zawartych w normach nie daje się ściśle wywieść z teorii probabilistycznej [8], chociaż pojęcia zaczerpnięte z teorii niezawodności leżą u podstaw oceny i interpretacji wyników badań.

Ustalanie wymaganej grubości otulenia opiera się zatem na wielu drobiazgowych przepisach i tablicach związanych z klasami ekspozycji i klasami konstrukcji. Nie wszystkie krajowe komitety normalizacyjne zaaprobowwały taką drobiazgowość – niektóre kraje wprowadziły do tego systemu poważne uproszczenia.

W EC2 występują klasy betonu od C12/15 do C90/105. Wszystkim klasom nie wyższym niż C50/60 – czyli klasom stosowanym zazwyczaj do konstrukcji, które nie są sprężane, przyporządkowuje się jednakowe odkształcenia graniczne i takie same współczynniki określające kształt krzywoliniowej części wykresu naprężenie–odkształcenie lub cechy prostokątnego wykresu naprężeń w stanie granicznym. Betony klas wyższych niż C50/60 mają mniejsze odkształcenia graniczne, i co za tym idzie, przypisuje im się inne współczynniki. W EC2 umieszczono trzy typy wykresów (numery 2, 3 i 4 na rys. 2), które należy stosować do obliczania nośności granicznej (i tylko do tego celu) oraz wykres, który przedstawia zależność niemonotoniczną – po osiągnięciu maksymalnego naprężenia rosnącym odkształceniom przypisuje się malejące naprężenia (wykres Nr 1 na rys. 2). Według normy zależność Nr 1 należy stosować „do analizy konstrukcji” np. metodami numerycznymi. Omówienie podstaw naukowych tych założeń można znaleźć np. w [8].



Rys. 2. Beton: zależności naprężenie – odkształcenie według EC2

Wyznaczanie współczynnika pełzania według rys. 3.1 normy wydaje się mało praktyczne i niedokładne. Prostszy sposób, całkowicie zgodny z ogólnymi zasadami normy umieszczonymi w Załączniku B do EC2, przedstawiono w artykule [13].

EC2 dotyczy wyłącznie stali żebrowanych, które mają charakterystyczną granicę plastyczności zawartą w granicach od 400 do 600 MPa. Pojęcie zależnej od granicy plastyczności klasy stali, mające podstawowe znaczenie w normach polskich, nie jest stosowane.

W Załączniku C do EC2 zdefiniowano trzy klasy ciągliwości stali. Każdy rodzaj stali powinien spełniać co najmniej wymagania przypisane klasie najniższej (czyli klasie A). Większa ciągliwość pozwala na zastosowanie korzystniejszych przepisów w tych przypadkach, w których do analizy konstrukcji stosuje się teorię plastyczności.

W rozdziale 5, zatytułowanym „Analiza konstrukcji”, przedstawiono między innymi wymagania ogólne, zasady idealizacji kształtu stosowane w celu obliczenia konstrukcji, metody uwzględniania imperfekcji geometrycznych, rodzaje analizy (sprężysta, plastyczna, nieliniowa) oraz metody uwzględniania efektów drugiego rzędu. Niektóre z tych zagadnień zostaną omówione dokładniej w dalszej części artykułu.

Poważną rolę odgrywa w normie metoda ST (struts and ties), nazywana w Polsce metodą kratownicową. Podstawowe zasady metody sprecyzowano w p. 5.6.4 normy, a dokładniejsze informacje znajdują się w p. 6.5, który dotyczy projektowania ze względu na nośność za pomocą modeli ST. Metoda ST jest w normie podstawowym narzędziem do analizy zagadnień, których nie można rozwiązać na podstawie hipotezy płaskich przekrojów. W formie jawnej modele ST występują w punktach dotyczących projektowania krótkich wsporników i elementów podciętych oraz naroży ram. Idee oparte na tej metodzie można dostrzec także w przepisach dotyczących obliczania ze względu na ścinanie, skręcanie i przebicie i projektowania fundamentów.

Opis metody ST w normie nie jest wyczerpujący, a niektóre punkty (np. projektowanie naroży ram i krótkich wsporników) są przedstawione zbyt lakonicznie. Moim zdaniem nie jest właściwe zamieszczanie w normie wyłącznie rysunku modelu ST, bez żadnego komentarza.

Obszerniejsze informacje o projektowaniu elementów podciętych i krótkich wsporników opartym na modelach ST znajdują się w wycofanej normie polskiej [5]. Rozwinięte opisy modelowania metodą ST znajdują się w wielu publikacjach, jak np. w [11], [14] i [15]. Wyjątkową jasnością, kompletnością i precyzją opisu wyróżniają się tu amerykańskie zasady projektowania [14]. Przykłady stosowania modeli ST oparte na EC2 zamieszczono w [9].

Ogólna zasada uwzględniania imperfekcji geometrycznych opiera się na założeniu, że pionowe elementy konstrukcji są nachylone. To nachylenie, określone w normie, lub siły poziome wywołane przez nachylenie, wprowadza się jako dane do obliczeń statycznych, inaczej niż w polskiej normie [5], w której imperfekcje uwzględniano na etapie wymiarowania przekroju jako dodatkowy, niezamierzony mimośród. Koncepcja zastosowana w EC2 wydaje się lepiej odpowiadać istocie zagadnienia i może być zweryfikowana przez pomiary rzeczywistych nachyleń [8], chociaż przepisy normy dotyczące wydzielonych elementów nie są całkowicie wolne od niejasności.

Zasady sprawdzania stanów granicznych nośności przekrojów obciążonych momentem zginającym i siłą podłużną opierają się na założeniu płaskich przekrojów i na zbiorze założeń dotyczących wartości odkształceń granicznych i kształtu wykresu naprężeń, który powstaje w betonie w stanie granicznym. Trzy typy wykresów naprężeń w stanie granicznym (rys. 2) w skojarzeniu z założeniami dotyczącymi kształtu zależności naprężenie-odkształcenie w zbrojeniu (z poziomą półką plastyczną lub ze wzmocnieniem, z ograniczonym odkształceniem maksymalnym lub bez takiego ograniczenia) pozwalają na wygenerowanie dziewięciu różnych teorii nośności. Wyniki obliczeń według tych teorii są bardzo zbliżone [8], gdyż ramię sił wewnętrznych, które wytwarza się w stanie granicznym, jest mało wrażliwe na kształt wykresu naprężeń w betonie. Szczegółowe wywody dotyczące tego zagadnienia można znaleźć w [8] i w wielu innych pracach.

Inaczej niż w polskiej normie [5], nie rozróżnia się metody ogólnej (według [5] opartej na wykresie nr. 2 na rys. 2) i uproszczonej (opartej na prostokątnym wykresie naprężeń). Można więc uważać, że wszystkie metody są równorzędne.

W tekście EC2 nie umieszczono ograniczenia zasięgu strefy ściskanej, do którego przywykliśmy w Polsce, ale już niewielkie przekroczenie zasięgu, który według normy [5] był zasięgiem granicznym (przy $f_{ck} \leq 50$ MPa i $f_{yd} = 500$ MPa względny zasięg graniczny wynosi $\xi_{lim} \approx 0,62$) prowadzi do bardzo znacznych ilości zbrojenia, co w praktyce wyklucza takie rozwiązania. Ograniczenia zasięgu strefy ściskanej występują w normie tylko w przepisach dotyczących stosowania teorii plastyczności do analizy całego układu statycznego. W [8] zaleca się jednak ograniczenie tego zasięgu w każdym przypadku (co nie znajduje wyrazu w przepisach normy), gdyż zdaniem autorów [8] przy dużym zasięgu strefy ściskanej przekrój może wykazywać małą ciągliwość.

Podstawą, na której opiera się sprawdzanie nośności ze względu na ścinanie, jest metoda uzmiennionego kąta, wprowadzona w 1999 r. do polskiej normy [4] za pierwszą wersją Eurokodu [2]. W EC2 znajdują się ponadto przepisy dotyczące uwzględniania wpływu sił skupionych leżących w pobliżu podpór, których w [4] i [5] nie umieszczono. Redakcja tekstu dotyczącego ścinania została zmieniona w porównaniu z [2]. Moim zdaniem jest ona daleka od doskonałości, chociaż zasady postępowania w najczęściej występujących przypadkach są określone wystarczająco jasno. Drobiazgową analizę tego punktu EC2 można znaleźć w artykule M. Knauffa [16].

Przepisy dotyczące skręcania są w EC2 słabo opracowane. W normie umieszczono wzory do obliczania podłużnego zbrojenia na skręcanie oraz do obliczania maksymalnego momentu skręcającego, który powstaje, gdy w ściskanych krzyżulcach modelu ST, który tu zastosowano, osiąga się naprężenie graniczne. Nie zamieszczono wzoru do obliczania zbrojenia poprzecznego ani żadnej wzmianki o modelu ST, który służy do wyprowadzenia wzorów normy. Wzór, o którym mowa powyżej, był umieszczony w wersji [2] – nie wiadomo dlaczego zniknął w wersji najnowszej. Ten brak może doprowadzić do istotnych błędów – może zdarzyć się, że ktoś pominie obliczenie strzemion ze względu na skręcanie, poprzestając na sprawdzeniu maksymalnego momentu skręcającego i obliczeniu zbrojenia podłużnego. Za to w EC2 poprawiono nieudane wzory, które występowały w starszej wersji Eurokodu [2], dotyczące jednoczesnego skręcania i ścinania.

Na ogół sprawdzanie ze względu na skręcanie można pomijać, ale jeżeli ogólna równowaga konstrukcji zależy od odporności jej elementów na skręcanie, to – jak wymaga norma - należy sprawdzić zarówno stan graniczny nośności jak i stany graniczne użyteczności. Wiadomo, że wtedy skręcanie może mieć istotny wpływ zarówno na szerokość rys jak i na ugięcia. W normie wymaga się, żeby te zjawiska uwzględnić, ale nie przedstawia się ani metody obliczeń, ani zasad, na których można by oprzeć takie obliczenia. Informacje na ten temat można znaleźć np. w rozdziale 8 książki [11] opracowanym przez T. Godyckiego-Ćwirko i M. Wesołowskiego.

Teoria zarysowania opiera się na podobnych założeniach jak w [2], ale zawiera parę istotnych ulepszeń. Tak więc, w EC2 wyraźnie rozróżnia się różnicę odkształceń zbrojenia i odkształceń betonu, która wpływa na szerokość rys, od średnich odkształceń zbrojenia, które w starszych wersjach norm występowały (niesłusznie) na miejscu tej różnicy we wzorze na szerokość rys. Zmieniono zasadę wyznaczania „usztynienia” (tension stiffening) przy rozciąganiu. Bardzo istotne znaczenie może niekiedy mieć przepis, który pozwala na ocenę szerokości rys w elementach, w których zbrojenie nie jest rozmieszczone wystarczająco gęsto, ale w których sztywna strefa ściskana ogranicza odkształcenia strefy rozciąganej. Z tego właśnie wynika ważny przepis, który pozwala na pominięcie sprawdzania szerokości rys w płytach o grubości nie przekraczającej 20 cm.

Zasady wyznaczania minimalnego zbrojenia ze względu na zarysowane są w EC2 bogatsze niż w [5], ale oparte na tych samych założeniach. Słabą stroną tych zasad są niejasne punkty dotyczące wyznaczania współczynnika k_c w elementach, na które działa moment zginający i siła podłużna (k_c służy do obliczenia siły, która powstaje w strefie rozciąganej bezpośrednio po zarysowaniu). W [8] znajdują się wyjaśnienia dotyczące tego problemu, ale wyprowadza się tam wzór inny niż zamieszczony w normie! Wyprowadzenie wzorów normy można znaleźć w rozdziale opracowanym przez M. Knauffa w książce [11].

Zastosowanie zasad dotyczących minimalnego zbrojenia prowadzi do znacznego zużycia stali. Podobną opinię można znaleźć także w komentarzach do zasad amerykańskich [14]. Ścisłe, tzn. oparte na teorii zarysowania, obliczenie tego zbrojenia na podstawie zasady ogólnej (naprężenia powstające w zbrojeniu bezpośrednio po zarysowaniu powinny być na tyle małe, żeby szerokość rys nie była nadmierna) można wykonać stosując programy komputerowe. Metody przybliżone i tablice, które mają upraszczać to obliczenie, a zwłaszcza zakres stosowania tych przepisów (kiedy można zrezygnować ze stosowania minimalnego zbrojenia) zawierają jednakże немало niejasności. W [8] niejasności te nie zostały rozwiązane.

Obliczanie ugięć opiera się na tych samych zasadach ogólnych co w [2] i [5]. Tu warto zauważyć, że częścią tych zasad jest sposób uwzględniania zjawiska „tension stiffening”, inny niż sposób stosowany przy obliczaniu szerokości rys. Uważam, że w normie nie powinno się umieszczać dwóch różnych zasad, dotyczących tego samego zjawiska.

W praktyce będzie się zapewne korzystać przede wszystkim z prostej metody opartej na stosowaniu tablicy stosunków rozpiętość/wysokość użyteczna. Warto więc zauważyć, że wartości otrzymane tą metodą są często bardzo konserwatywne.

Ogólne zasady konstruowania zbrojenia i konstruowania płyt, belek, słupów i ścian różnią się licznymi szczegółami od zasad [5]. Przepisy dotyczące długości zakotwienia prętów i połączeń na zakład zostały zredagowane inaczej niż w [2] i w [5]. Nie wprowadzono tu poważnych zmian merytorycznych, ale przedstawiano tę szeroką problematykę w zwartej formie, uporządkowanej lepiej niż w starszych normach. Nowe przepisy sprawiają wrażenie bardzo drobiazgowych, ale jak się zdaje, uproszczenia nie byłyby wskazane, gdyż w niektórych przypadkach (np. gdy na zakotwienie prętów na podporze trzeba zmieścić w małym obszarze) niektóre z tych „nadmiernie drobiazgowych” przepisów mogą odgrywać istotną rolę.

W normie brakuje prostych zasad określania niezbędnej długości zakotwienia, takich jak np. stara zasada polskich norm według której minimalna długość zakotwienia prętów wynosiła 5, 10 lub 15 średnic zbrojenia, w zależności od siły poprzecznej na podporze i ilości zbrojenia podłużnego do tej podpory doprowadzonego. Teraz należy sprawdzać, czy zbrojenie i jego zakotwienie przenosi siłę $0,5V_{Ed}\cot\theta$. Zapewne w przyszłych podręcznikach znajdą się prostsze zasady oparte na tym ogólnym wymaganiu normy.

W rozdziale dotyczącym konstrukcji niezbrojonych i słabo zbrojonych pojawiły się nowe wzory do sprawdzania nośności takich elementów ze względu na siłę poprzeczną. Wzory te oparto na teorii wyciężenia betonu, co oczywiście jest rozwiązaniem racjonalnym i słusznie zastępuje proste, ale słabo uzasadnione sposoby stosowane dawniej.

Przedstawiony tu krótki przegląd treści EC2 nie wyczerpuje zagadnienia, a niektóre problemy (przebiecie, konstrukcje sprężone) zostały w nim całkowicie pominięte. W artykułach J. Walravena [17] i G. Manciniego [18] oraz w wielu innych można znaleźć inne uwagi krytyczne oraz omówienia perspektyw dalszego rozwoju normy. W następnych punktach tego artykułu skoncentrowano się na wybranych problemach, którymi są ogólne zasady modelowania i analizy konstrukcji oraz stosowanie metod nieliniowych i idei zaczerpniętych z teorii plastyczności.

3 MODELE I OGÓLNE ZASADY OBLICZANIA KONSTRUKCJI

W rozdziale 5 normy definiuje się dwa podstawowe typy analizy konstrukcji.

- A) Wyznaczanie sił wewnętrznych w całej konstrukcji lub w jej znacznej części – np. w stropie wydzielonym z całej konstrukcji budynku. W tym przypadku zwykle podstawowym założeniem jest hipoteza płaskich przekrojów lub jej odpowiednik właściwy w analizie płyt. Jako modele konstrukcji zazwyczaj stosuje się ustroje prętowe lub ustroje prętowe współpracujące z płytami. Podstawowym narzędziem obliczeń jest więc teoria ustrojów prętowych. Do obliczania płyt coraz częściej stosuje się MES, chociaż można również modelować płyty ustrojami prętowymi. Prostą metodę służącą do tego celu (metoda ram zastępczych) przedstawiono w Załączniku I.
- B) Metody analizy, które nie są oparte na założeniu płaskich przekrojów. Celem obliczeń może być wyznaczenie lokalnego rozkładu sił wewnętrznych i zbrojenia w obszarach, które są niewielką częścią całej konstrukcji. Taka analiza może dotyczyć np. rozkładu sił wewnętrznych w pobliżu podpór, szczegółów rozkładu sił w połączeniach belek ze słupami, w strefach zakotwień lub w strefach gwałtownych zmian wymiarów przekroju. Analizując te zagadnienia nie można stosować założenia płaskich przekrojów. Obliczenia można oprzeć na zastosowaniu MES. W piśmiennictwie, a także w normie, można znaleźć wiele uproszczonych sposobów rozwiązywania takich zagadnień. Rozwiązania opierają się na analizach prowadzonych metodami podobnymi do omawianych w ramach kursu „wytrzymałości materiałów” lub na teorii sprężystości i wybranych zasadach teorii plastyczności. Bardzo często stosuje się skrajnie uproszczone metody przybliżone.

W normie starano się uporządkować tę obszerną i złożoną problematykę rozróżniając analizy lokalne, przedstawione powyżej w p. B od analiz opisanych w punkcie A.

Jeżeli modelem konstrukcji jest ustrój prętowy, to do obliczania podłużnego zbrojenia elementów stosuje się teorię nośności przekrojów normalnych obciążonych siłą podłużną i momentem zginającym. Teoria ta jest oparta na jasnych założeniach i zweryfikowana w wielu badaniach empirycznych - w związku z tym wyniki można uznać za bardzo wiarygodne. Tym niemniej i w tej teorii w kolejnych wersjach norm pojawiają się zmiany, a podstawowe założenia będące rdzeniem teorii żelbetu właściwie od początku rozwoju konstrukcji żelbetowych, nie są całkiem ustabilizowane. Dotyczy to zwłaszcza obliczania smukłych elementów ściskanych, kiedy to trzeba uwzględnić możliwość utraty stateczności.

Podobnie dużą wiarygodność można przypisać tej części teorii zarysowania elementów prętowych, która dotyczy obliczania naprężeń. Inne części tej teorii (obliczanie rozstawu i szerokości rys, zasady wyznaczania zbrojenia minimalnego, uproszczone sposoby oceny szerokości rys) nie osiągnęły tego poziomu doskonałości i podlegają ciągłej ewolucji.

Jeżeli za model konstrukcji przyjęto płytę, tarczę lub element trójwymiarowy, to wynikiem analizy, np. obliczenia MES, są zwykle naprężenia i odkształcenia, a nie siły przekrojowe. Oczywiście na podstawie naprężeń można określić siły przekrojowe w dowolnym punkcie, w dowolnie zorientowanym przekroju, ale na etapie wymiarowania powstaje problem, gdyż kierunki prętów zbrojenia na ogół nie pokrywają się z kierunkami głównych sił jednostkowych. Zagadnienie to było przez długi okres czasu pomijane w normalizacji (np. w starszych polskich normach nie ma w ogóle informacji na ten temat), chociaż występuje w bardzo wielu projektach. Z teoretycznego punktu widzenia może się wydawać, że ma ono podstawowe znaczenie. Jednakże dawniej konstruktor radził sobie z tym problemem stosując zbrojenie, które na ogół pokrywało się z kierunkami głównych sił w punktach, w których siły te osiągały największe wartości. Przyjmowano, że nieuniknione odstępstwa od głównych kierunków, występujące w obszarach mniej wyteżonych, nie mają zasadniczego znaczenia. Rozpowszechnienie metod komputerowych nadało temu problemowi

większą wagę. Program komputerowy wymaga jasnego i ostrego sprecyzowania zasad – zasady takie umieszczono w normie w załączniku E.

Inne rozwiązanie tego zagadnienia może polegać na zastosowaniu modeli ST. w artykule J. Walravena [17] można znaleźć opinię, że rola modeli ST wykracza poza ramy analizy konstrukcji. Modele te odgrywają zasadniczą rolę jako podstawowa idea normy, która ma służyć przede wszystkim do projektowania rozumianego jako czynność odrębna od analizy. Projektując model ST można kształtować konstrukcję zgodnie z zamiarem konstruktora. Zaplanowany rozkład sił nie może różnić się zasadniczo od rozkładu, który powstaje w jednorodnym materiale sprężystym, ale nie musi być jego ścisłym naśladownictwem.

W omawianym tu rozdziale 5 normy znajdują się także wzmianki o uwzględnianiu współpracy budowli z podłożem, rozwinięte w Załączniku G, w którym zdefiniowano cztery poziomy analizy tego zagadnienia. Ta klasyfikacja rzuca światło na istotę problemu i jest bardzo pożyteczna.

Mniej uznania budzi klasyfikacja przeprowadzona z punktu widzenia działów mechaniki, które stosuje się do opisu odpowiedzi konstrukcji na obciążenie. W normie rozróżnia się cztery, zwykle stosowane, rodzaje idealizacji odpowiedzi (po angielsku występuje tu słowo ‘behaviour’) konstrukcji:

- a) odpowiedź sprężystą,
- b) odpowiedź sprężystą z ograniczoną redystrybucją (SOR),
- c) odpowiedź plastyczną, do której zalicza się także zastosowania modeli ST,
- d) odpowiedź nieliniową.

Taka klasyfikacja nie dzieli rodzajów odpowiedzi na klasy rozłączne i jest bardzo ogólnikowa. Odpowiedź plastyczna i odpowiedź sprężysta z ograniczoną redystrybucją są szczególnymi przypadkami odpowiedzi nieliniowej, a odpowiedź „z ograniczoną redystrybucją” szczególnym przypadkiem plastycznej. Podobne zastrzeżenia dotyczące tej klasyfikacji można znaleźć także w [17]. Tym niemniej, ta krótka lista metod stosowanych do analizy konstrukcji jest inspirująca dlatego, że przedstawia metody obliczeń, które znalazły zastosowanie w praktyce na tle wykorzystywanych w nich działów mechaniki.

Idee zaczerpnięte z teorii plastyczności można stosować do obliczania nośności granicznej przekroju i do analizy całego ustroju konstrukcyjnego lub jego dużej części, np. stropu. Za nowość, wprowadzoną już w pierwszej edycji Eurokodu [2] i ulepszoną w EC2, można uważać rozszerzenie akceptowanego w normie zakresu stosowania tych idei do analizy belek i płyt.

Podstawowe znaczenie ma także podział metod obliczeń na liniowe i nieliniowe, geometrycznie i fizycznie. Ten problem omówiono szczegółowo w p. 6.

4 STOSOWANIE IDEI ZACZERPNIĘTYCH Z TEORII PLASTYCZNOŚCI DO ANALIZY PRZEKROJU

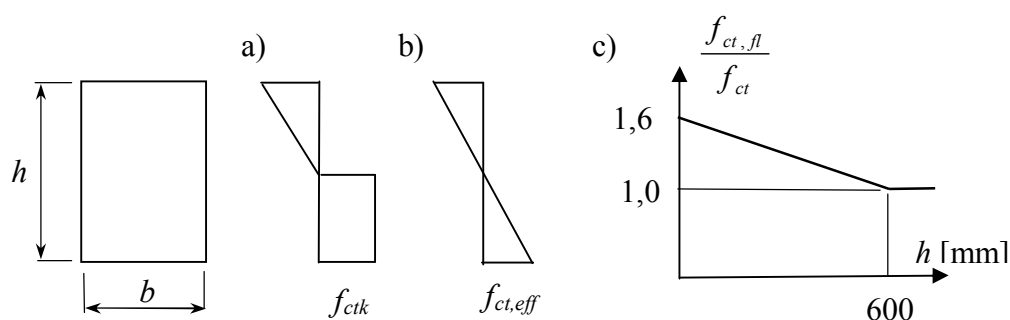
4.1 Nośność graniczna

Jak wiadomo, idee zaczerpnięte z teorii plastyczności były w wielu krajach stosowane na długo przed ukazaniem się Eurokodu. Przede wszystkim stosowano je do wymiarowania przekrojów ze względu na nośność graniczną (w Polsce od 1956 r.) przy założeniu, że wykres naprężeń w betonie w stanie granicznym jest prostokątny. Jak wspomniano wcześniej, dziś na podstawie założeń EC2 można zbudować dziewięć metod obliczeń. Omówienie związanych z tym szczegółów wykracza poza ramy tego artykułu.

4.2 Zarysowanie i efekt skali

Daleko idące zmiany nastąpiły w ocenie momentu rysującego M_{cr} . W starszych normach (w Polsce do 1999 r.) idee zaczerpnięte z teorii plastyczności stosowano również do oceny rysoodporności. Wzory służące do obliczania momentu rysującego były oparte na założeniu, że wykres naprężeń w betonie w strefie rozciąganej można aproksymować prostokątem, a odkształcenie graniczne betonu przy rozciąganiu wynosi $2f_{ctk}/E_{cm}$. Przy takich założeniach (rys. 3) moment rysujący w przekroju prostokątnym, obliczony na podstawie założenia płaskich przekrojów i warunków równowagi, wynosił $0,292bh^2f_{ctk}$ (w normach, o których tu mowa, stosowano oznaczenie R_{bzk}).

Na podstawie badań prowadzonych jeszcze przed pierwszym wydaniem Eurokodu 2 i w okresie późniejszym stwierdzono, że założeń tych nie można uznać za słuszne.



Rys. 3. Naprężenia wywołujące zarysowanie przekroju przy zginaniu: a) przy założeniu, że beton przy rozciąganiu jest materiałem plastycznym (jak w [7]), b) przy założeniu liniowej sprężystości betonu (jak w EC2), c) wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu według EC2 jako funkcja wysokości przekroju

Dzisiaj w normie zaleca się stosowanie wzoru

$$M_{cr} = W_c f_{ct,eff}, \quad (1)$$

w którym W_c oznacza wskaźnik wytrzymałości przekroju samego betonu a $f_{ct,eff}$ efektywną wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Przy $f_{ct,eff} = f_{ctk}$ moment rysujący obliczony według starych norm wynosił 175% momentu rysującego według wzoru (1), co potwierdzały wyniki badań prowadzonych na niewielkich elementach zginanych. Uważano, że takie wyniki doświadczeń otrzymuje się dlatego, że sprężysto-plastyczny wskaźnik wytrzymałości $0,292bh^2$ jest większy od wskaźnika $bh^2/6$.

Wyniki badań większych elementów wykazują jednak, że wzór (1) nie jest odpowiedni. Np. według artykułu K. Hilsdorfa w [10] momenty niszczące niezbrojonych belek o wysokości 200 mm są około dwa razy większe od wynikających z wzoru (1), ale belki o wysokości 1000 mm mają momenty niszczące już tylko o 10% większe od momentów wyznaczonych z tego wzoru. Zastosowanie idei zaczerpniętych z teorii plastyczności, polegające na założeniu, że wykres naprężeń w strefie rozciąganej jest prostokątny, daje dobre wyniki tylko dla niezbyt wielkich elementów i nie wyjaśnia występującego wyraźnie efektu skali. Ponadto doświadczenia wykazują, że rozciągany beton nie ma własności plastycznych, ale po przekroczeniu granicznego naprężenia obserwuje się zjawisko, które można by nazwać mięknięciem. Zjawisko to nie występuje w całej objętości badanego elementu, ale tylko w otoczeniu rozwijającej się rysy.

Z praktycznego punktu widzenia można przyjąć, że "wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu" $f_{ct,fl}$ jest większa od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe f_{ct} , jak na rys. 3c (tak w EC2). Oczywiście, to niczego nie wyjaśnia, a tylko pozwala na uzgodnienie teorii

z wynikami doświadczeń przez zastosowanie dodatkowej nazwy "wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu".

W piśmiennictwie spotyka się kilka teoretycznych interpretacji takich wyników. Dzisiaj interpretuje się wyniki doświadczeń na podstawie nieliniowej mechaniki pęknięcia (zakładając lokalne „mięknienie” betonu przy rozciąganiu). Opis dwóch podstawowych wersji zastosowań mechaniki pęknięcia do betonu można znaleźć w pracach A. Hillerborga [19] i Z. P. Bažanta [20] i ich współpracowników. Po polsku obszerny przegląd tej problematyki przedstawiono w pracy S. Wolińskiego [21]. Rozwiązania oparte na tych tym dziale mechaniki potwierdzają występowanie istotnego efektu skali.

Efekt skali uwzględnia się także przy wyznaczaniu granicznej siły poprzecznej $V_{Rd,c}$.

Warto tu zauważyć, że w EC2 zezwala się na stosowanie wytrzymałości $f_{ct,fl}$ pod warunkiem, że minimalne zbrojenie zostanie obliczone na podstawie tej wytrzymałości. Ten przepis może mieć poważne znaczenie przy projektowaniu niewysokich elementów sprężonych.

5. ZASTOSOWANIA TEORII PLASTYCZNOŚCI DO ANALIZY ELEMENTÓW I KONSTRUKCJI

5.1 Zasady ogólne

Stosowanie teorii plastyczności do obliczeń statycznych było w polskich normach przed 1999 r. znacznie ograniczone przez przepis, który nakazywał obliczać siły wewnętrzne „przy założeniu sprężystej pracy konstrukcji”. Wyjątkiem były „płyty i drugorzędne belki statycznie niewyznaczalne”. Norma zawierała szczegółowe wytyczne obliczania tych konstrukcji metodą plastycznego wyrównania momentów.

W piśmiennictwie naukowym od dawna znajduje się bardzo dużo informacji dotyczących zastosowań teorii plastyczności do żelbetu. Oprócz opracowań dotyczących teorii można znaleźć liczne pozycje napisane z myślą o prostych zastosowaniach, zawierające zbiory wzorów i reguł. W kilku rozdziałach znanej książki J. Kobiaka i W. Stachurskiego [22] obszernie przedstawiono zastosowanie teorii plastyczności do obliczania belek ciągłych, płyt krzyżowo zbrojonych i stropów grzybkowych. Znamioną cechą starszych prac z tej dziedziny jest powierzchowne traktowanie problemu ograniczonej zdolności do obrotu w przegubach plastycznych. Tak np. w znanej monografii Tichy’ego i Rakosnika [23] z 1971 r., w której zacytowano ponad 100 pozycji piśmiennictwa, problem ten w ogóle nie jest poruszony.

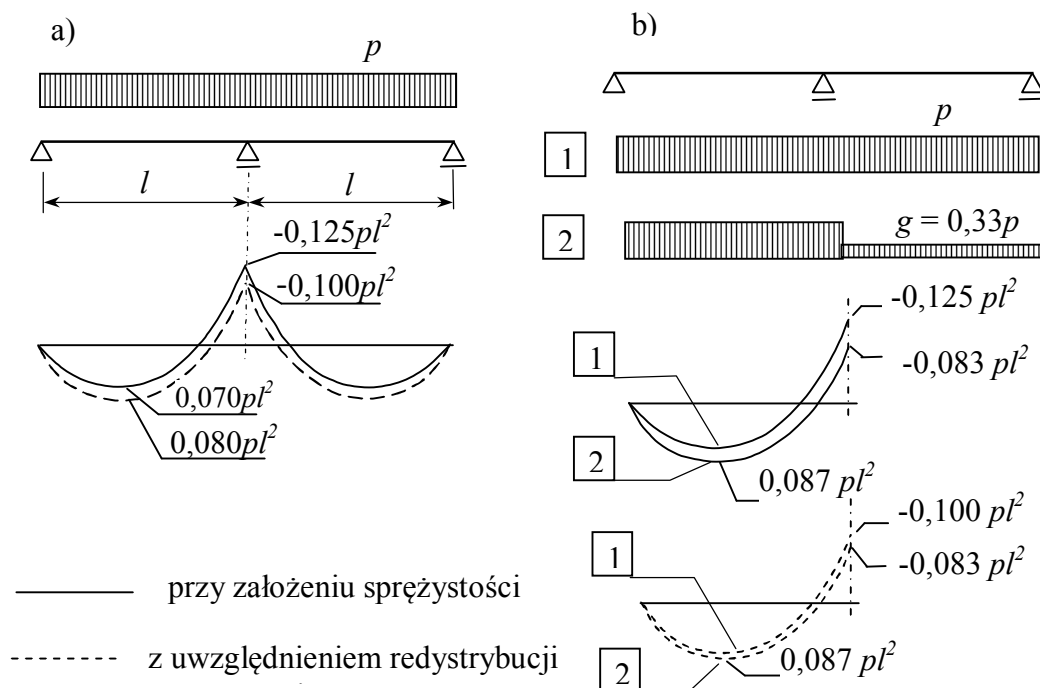
Dzisiaj na podstawie zasad zawartych w EC2 można stosować metody nieliniowe i metody oparte na teorii plastyczności w znacznie szerszym zakresie niż dawniej, pod warunkiem, że kąty obrotu w przegubach plastycznych albo stopień redystrybucji momentów zginających zostaną utrzymane w przepisanych w normie granicach. Jednakże za podstawową metodę obliczeń uznaje się ciągle metodę opartą na założeniu sprężystości.

Wymienione w normie „analiza sprężysta z ograniczoną redystrybucją (SOR)” i „analiza plastyczna (P)” opierają się na wykorzystaniu idei przegubu plastycznego (p.pl.).

Stosując analizę SOR zakłada się, że w jednym lub w kilku przekrojach (zwykle na podporach płyt lub belek ciągłych) osiągnięto momenty graniczne przy obciążeniach mniejszych od obciążenia granicznego powodującego wyczerpanie nośności całego ustroju. W związku z tym następuje redystrybucja momentów zginających.

Prosty przykład to belka dwuprzęsłowa. Rozpatrzmy najpierw przykład „akademicki” (rys. 4a) – belka jest obciążona stałym i jednakowym na obu przęsłach obciążeniem obliczeniowym p , a na środkowej podporze powstaje p.pl. i moment graniczny wynosi $0,100 p l^2$. Skutkiem redystrybucji jest (w tym przypadku) zmniejszenie bezwzględnej wartości momentu na podporze i zwiększenie momentu w przęsle.

Rozpatrzmy teraz przykład „realny” - obciążenie składa się z obciążenia stałego g i zmiennego q (rys. 4b). W tym przypadku można uzyskać taką redystrybucję, że moment nad podporą zmaleje, a moment w przęśle nie wzrośnie (pod warunkiem, że obciążenie zmienne jest wystarczająco duże).



Rys. 4. Metoda SOR: a) w zastosowaniu do obciążenia stałego, b) w zastosowaniu do wyznaczania ekstremalnych momentów zginających wywołanych przez obciążenia stałe i zmienne

Postępowanie oparte na założeniu, że p. pl. powstają tylko w niektórych przekrojach (najczęściej w przekrojach podporowych), a w pozostałej części belki momenty zginające są mniejsze od granicznych, nazwano w normie analizą SOR. Kompletny przykład obliczeń belki żelbetowej opartych na zasadzie SOR można znaleźć np. w artykule H. U. Litznera w [10].

Podobne postępowanie oparte na założeniu, że w belce powstaje taka liczba p. pl., która doprowadza do przekształcenia belki w mechanizm, nosi w EC2 nazwę analizy plastycznej. Zakładając, że p. pl. mają powstać w każdym przekroju podporowym i w każdym przęśle (dobierając odpowiednio zbrojenie tych przekrojów) można uzyskać np. plastyczne wyrównanie momentów, takie, na jakie zezwalały starsze normy polskie [5], [7].

Zarówno analiza SOR jak i metoda plastycznego wyrównania momentów oraz inne metody, które opierają się na koncepcji p. pl., są szczególnymi przypadkami analizy plastycznej. W klasyfikacji metod, którą przedstawiono w EC2 metoda SOR jest wymieniona oddzielnie, tak jakby nie należała do dziedziny analizy plastycznej, co prowadzi do niejasności skomentowanych w p. 5.3.

5.2 Graniczny kąt obrotu w przegubie plastycznym

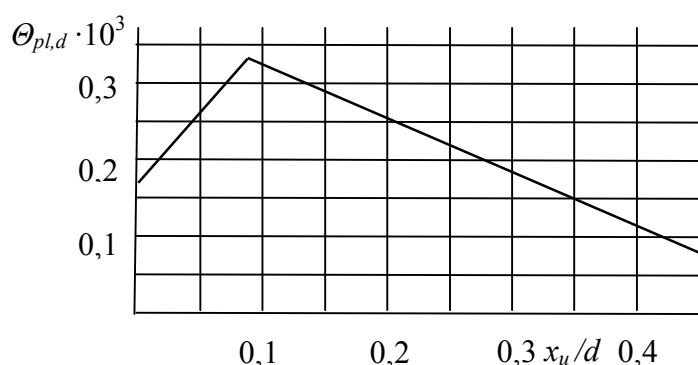
W bardzo uproszczonym ujęciu kąt obrotu, który może powstać w przegubie plastycznym, zależy przede wszystkim od zasięgu strefy ściskanej. Jeżeli stopień zbrojenia w elemencie zginanym nie jest zbyt duży, to osiągnięciu granicy sprężystości w zbrojeniu towarzyszy zasięg strefy ściskanej mniejszy od x_{lim} i odkształcenie skrajnych włókien ściskanych jest mniejsze od odkształcenia granicznego. Przy dalszym, plastycznym przyroście odkształceń zbrojenia siła w zbrojeniu pozostaje stała, a zmiany momentu zginającego są

znikome (można przyjmować, że moment pozostaje stały), aż do wyczerpania nośności związanego z osiągnięciem granicznego odkształcenia betonu.

W przekrojach mocno zbrojonych, w których x zbliża się do x_{lim} , zjawisko to występuje tylko w małym stopniu i nie można go brać pod uwagę.

Analizując głębiej zdolność do obrotu w p. pl. rozpatruje się wpływ ciągłości i wzmocnienia stali oraz rozkład odkształceń i naprężeń w pewnym otoczeniu krytycznego przekroju, chociaż w obliczeniach statycznych zakłada się, że przegub jest skoncentrowany w jednym przekroju.

Ostatecznie, według EC2 graniczny kąt obrotu w p.pl. $\theta_{pl,d}$ zależy od x_u/d (x_u oznacza tu zasięg strefy ściskanej w stanie granicznym), od ciągłości stali i od tzw. smukłości ścinania $\lambda = M_{Ed}/(V_{Ed} d)$. W normie zamieszczono wykresy przedstawiające kąt $\theta_{pl,d}$ w zależności od klasy ciągłości stali, klasy betonu i stosunku x_u/d (przykład takiej zależności przedstawiono na rys. 5).



Rys 5. Podstawowe wartości granicznego kąta w przegubie plastycznym w zależności od względnego zasięgu strefy ściskanej (beton $f_{ck} \leq 50$ MPa, klasa ciągłości stali C)

Teoria, która posłużyła do wyznaczenia granicznych kątów obrotu, opiera się na analizie odkształceń odcinka otaczającego krytyczny przekrój - oprócz omówionych powyżej czynników w analizie odgrywa rolę przyczepność zbrojenia do betonu. Wpływ smukłości ścinania pojawia się jako skutek zmian siły w zbrojeniu podłużnym, które powstają w przypadku ukośnego zarysowania, podobnie jak przy ścinaniu. Wyniki doświadczeń związanych z tym zagadnieniem charakteryzują się dużym rozrzutem – problematyki tej nie można uznać za wyczerpaną.

5.3 Ograniczenia zastępujące sprawdzanie kątów obrotu

W punkcie EC2, dotyczącym SOR i analizy plastycznej znajdujemy przede wszystkim oczywiste i ogólne postanowienia. Oto wybrane cytaty: „...należy brać pod uwagę wszystkie aspekty każdej redystrybucji momentów...”, „...analizę liniową z ograniczoną redystrybucją można stosować w obliczeniach służących do sprawdzania stanu granicznego nośności elementów konstrukcji...”, „...momenty w ULS, wyznaczone na podstawie analizy liniowo-sprężystej, można redystrybuować pod warunkiem, że rozkład momentów po redystrybucji pozostanie w równowadze z przyłożonymi obciążeniami”.

Podstawowe znaczenie ma wymaganie ciągłości. Stosując SOR lub analizę plastyczną należy sprawdzać, czy kąty obrotu w p. pl. nie przekraczają kątów granicznych.

Sprawdzanie kątów obrotu można zastąpić przez prostsze kryteria. Z analizą plastyczną skojarzono w normie przytoczony poniżej zbiór kryteriów, tu nazwany zestawem P.

Zestaw P. „Wymaganie dotyczące ciągliwości w belkach, ramach i płytach można uznać za spełnione wtedy, gdy spełnione są następujące trzy warunki.

- I. Pole przekroju zbrojenia rozciąganego jest małe na tyle, że w każdym przekroju poprzecznym $x_u/d \leq 0,25$ (gdy beton jest klasy nie wyższej niż C50/60) i $x_u/d \leq 0,15$, gdy beton jest klasy równej lub wyższej niż C55/67.
- II. Stal zbrojeniowa jest klasy (ze względu na ciągliwość) B lub C.
- III. Stosunek momentów na podporach pośrednich do momentów w przęśle mieści się w przedziale między 0,5 i 2”.

Z analizą SOR skojarzono w normie zestaw kryteriów tu nazwany zestawem SOR.

Zestaw SOR. Wymagania dotyczące ciągliwości uznaje się za spełnione wtedy, gdy spełnione są warunki określone w poniższym cytacie z normy (pominięto wzory dotyczące betonu mającego $f_{ck} > 50$ MPa, a na miejsce występujących w normie współczynników $k_1 \div k_6$ podstawiono zalecane w normie wartości tych współczynników):

„W ciągłych belkach lub w płytach, które:

- a) poddane są w przeważającej mierze zginaniu oraz, w których
- b) stosunek długości przylegających przęseł mieści się w przedziale od 0,5 do 2, redystrybucję momentów zginających można przeprowadzać bez jawnego sprawdzania zdolności do obrotu (w przegubach plastycznych) pod warunkiem, że (dla $f_{ck} \leq 50$ MPa) :

$$\delta \geq 0,44 + 1,25x_u / d , \quad (5.10a)$$

i $\delta \geq 0,7$ dla zbrojenia klasy B i klasy C, $\delta \geq 0,8$ dla zbrojenia klasy A.

W powyższych wzorach δ oznacza stosunek momentu zginającego po redystrybucji do momentu obliczonego przy założeniu sprężystości (stopień redystrybucji)...

W rozpatrywanym powyżej (w p. 5.1) przykładzie stopień redystrybucji wynosił 0,8, a zatem ze wzoru (5.10a) wynika ograniczenie $x_u/d \leq 0,288$. Postępowanie, które zastosowano w tym przykładzie można równie dobrze uznać za zastosowanie analizy SOR jak i za zastosowanie metody statycznej w ramach analizy plastycznej. W związku z tym wybór zestawu kryteriów (zestaw P lub zestaw SOR) zależy od tego, jaką nazwę nadamy naszym obliczeniom. Ponieważ zestawy P i SOR nie są jednakowe, to istnieją przypadki, kiedy to według jednego z zestawów redystrybucja jest dopuszczalna, a według drugiego niedopuszczalna. Tak np. gdy w omawianym tu przykładzie dobierze się dane (tzn. stopień zbrojenia) takie, że w przekroju podporowym $x_u/d = 0,27$, to według zestawu warunków SOR założona redystrybucja jest dopuszczalna, a według zestawu P nie ($x_u/d > 0,25$).

Taki wynik jest oczywiście skutkiem nieprecyzyjnej klasyfikacji metod analizy. Analiza SOR jest szczególnym przypadkiem analizy plastycznej, a w związku z tym kryteria dotyczące metod zastępujących sprawdzanie kątów obrotu powinny być jednakowe dla obu typów analizy.

Metoda SOR może być bardzo pożyteczna i dobrze, że została ona w normie jasno zdefiniowana. Należałoby jednak wyeliminować z normy (pozostawiając tylko jeden z zestawów warunków (SOR lub P)) opisaną powyżej niejasność.

6 LINIOWE I NIELINIOWE METODY OBLICZEŃ I EFEKTY DRUGIEGO RZĘDU

6.1 Zasady ogólne

Z klasyfikacją i zakresem stosowania metod liniowych i nieliniowych wiążą się niejasności, które ujawniają się szczególnie mocno wtedy, gdy zestawia się obok siebie zasady ogólne i inne zasady umieszczone w różnych punktach normy.

Tak więc, z p. 5.4(1) ÷ 5.4(3) normy dowiadujemy się, że:

„5.4(1) Analizę liniowo-sprężystą, opartą na teorii sprężystości, można stosować zarówno do

stanu granicznego nośności jak i do stanu granicznego użytkowości.

5.4(2) *Stosując analizę sprężystą do określenia efektów oddziaływań można zakładać, że:*

- I) *przekroje poprzeczne są niezarysowane,*
- II) *związki naprężenie-odkształcenie są liniowe...*
- III) *moduł sprężystości przybiera wartość równą wartości średniej.*

5.4(3) *Wpływy odkształceń termicznych, osiadań i skurczu w stanie granicznym nośności (ULS) można wyznaczać przyjmując zmniejszoną sztywność, odpowiadającą przekrojom zarysowanym, pomijając usztywnienie wywołane wpływem betonu na odcinkach między rysami, ale uwzględniając wpływ pęczania. W stanie granicznym użytkowości (SLS) należy uwzględnić stopniowy rozwój zarysowania.”*

Tak sformułowany p. 5.4(3) przeczy punktom 5.4(1) i 5.4(2), a łączne zastosowanie tych zasad do konstrukcji, na którą jednocześnie działają obciążenia bezpośrednie i wpływy wymienione w p. 5.4(3), wymagałoby dalszych wyjaśnień. To wrażenie niejasności i sprzeczności między przepisami pogłębi się, gdy weźmie się pod uwagę treść bardzo istotnego p. 5.8, dotyczącego uwzględniania efektów drugiego rzędu w elementach ściskanych, w którym zaleca się stosowanie tzw. nominalnych sztywności tych elementów oraz zmodyfikowanych sztywności elementów zginanych, które współpracują z tymi elementami ściskany.

Dziś w EC2, jak również we współczesnych wymaganiach amerykańskich [14], duży nacisk kładzie się na stosowanie teorii geometrycznie nieliniowej. Uwzględnianie efektów drugiego rzędu polega wtedy na rozpatrywaniu konstrukcji w stanie odkształconym – obciążenia pionowe powodują zwiększenie momentów zginających w porównaniu z obliczonymi według teorii pierwszego rzędu.

Zasada ta znalazła szczególnie dobitny wyraz w przepisach ACI. Rozdział 10 tych przepisów zatytułowany „Wpływ smukłości na elementy ściskane” rozpoczyna się jak następuje:

„Z wyjątkiem przypadków, w których korzysta się z zezwolenia zawartego w p 10.10.2, projektowanie elementów ściskanych...powinno być oparte na siłach i momentach (z odpowiednimi współczynnikami) obliczonych na podstawie analizy drugiego rzędu, w której bierze się pod uwagę nieliniowe właściwości materiału i zarysowanie, jak również skutki zakrzywienia i poziomych przesunięć elementów, czas trwania obciążeń, skurcz i pęczanie oraz współpracę z podłożem. Wymiary przekroju każdego elementu, które zastosowano w obliczeniach, nie powinny różnić się o więcej niż 10% od wymiarów, które umieszczono na rysunkach (w przeciwnym przypadku obliczenia należy powtórzyć)”

Jak stwierdza się w komentarzach, wydawanych razem z wymaganiami [14], stosowanie metody w całej rozciągłości spełniającej te postulaty, natrafia na praktyczne trudności. Dlatego właściwie cały tekst obszernego rozdziału 10 w [14] dotyczy stosowania różnych metod przybliżonych. Tak np., wymieniony w umieszczonym powyżej cytacie, punkt 10.10.2 zezwala na stosowanie zamiast metody ogólnej, metody opartej na powiększaniu momentu, podobnej do metody „nominalnej sztywności” według Eurokodu.

Według EC2 (zasada 5.8.2(P)): *„Jeżeli uwzględnia się efekty drugiego rzędu, to równowagę i nośność należy sprawdzać, rozpatrując konstrukcję w stanie odkształconym. Odkształcenia powinno się obliczać z uwzględnieniem istotnych wpływów zarysowania, nieliniowych właściwości materiałów i pęczania. W obliczeniach, w których zakłada się liniowe właściwości materiałów, można te zjawiska uwzględnić, stosując zmniejszone wartości sztywności”*

Zacytowany powyżej fragment jest sprzeczny z ogólną zasadą wyrażoną w p. 5.4.1 EC2, w którym zezwala się na stosowanie analizy sprężystej bez żadnych ograniczeń. W związku z tą niekonsekwencją w następnym punkcie przedstawiono klasyfikację metod opracowaną przez autora artykułu. Klasyfikacja ta przedstawia metody, które są w Eurokodzie i w piśmiennictwie opisane bezpośrednio lub pośrednio (tzn. można je wydedukować z innych zasad zawartych w normie). Nazwy metod pochodzą od autora artykułu.

6.2 Klasyfikacja metod obliczeń

Metody obliczania żelbetowych ustrojów prętowych klasyfikuje się ze względu na sposób uwzględniania nieliniowości geometrycznej i fizycznej. Jeżeli metoda jest liniowa geometryczna, to pierwszą literą w skrócie nazwy będzie *L*, a jeżeli jest nieliniowa geometrycznie to *N*. Na takiej samej zasadzie druga litera skrótu oznacza uwzględnianie lub pomijanie nieliniowości fizycznej.

Definicja nieliniowości geometrycznej nie wymaga komentarzy, ale uwzględnianie nieliniowości fizycznej elementów żelbetowych może przyjmować wiele postaci. To zagadnienie jest podstawą następnego, specyficznego dla żelbetu, poziomu klasyfikacji (trzecia litera w skrócie nazwy metody).

Metoda LL0. Ten skrót oznacza powszechnie stosowaną metodę opartą na założeniu, że pola przekrojów i momenty bezwładności można wyznaczyć biorąc pod uwagę tylko wymiary przekroju (bez uwzględniania wpływu zbrojenia) i moduł sprężystości betonu (cechy i ilość zbrojenia nie odgrywają żadnej roli). Taka metoda jest ściśle zgodna z klasyczną metodą analizy ustrojów sprężystych i temu właśnie zawdzięcza popularność i wiarygodność. Zacytowany w p. 6.1 artykułu p. 5.4.1 normy wydaje się nadawać tej metodzie rangę narzędzia uniwersalnego. Oczywiście nie jest to słuszne (po prostu p. 5.4.1 jest niezręczne sformułowany) i inne punkty Eurokodu temu zaprzeczają.

Momenty zginające obliczone metodą *LL0* można uważać za odpowiednie:

- a) w ustrojach statycznie wyznaczalnych (wtedy rozkład momentów pierwszego rzędu nie zależy od sztywności elementów), w których efekty drugiego rzędu nie mają istotnego wpływu na momenty (zwłaszcza na momenty w słupach),
- b) w ustrojach statycznie niewyznaczalnych, w których efekty drugiego rzędu nie mają istotnego wpływu na momenty i w których zastosowano zbrojenie „sprężyste zgodne” (tzn. zakłada się, że zbrojenie zostanie rozmieszczone odpowiednio do momentów zginających, co spowoduje, że ubytek sztywności wywołany przez zarysowanie i pełzanie betonu nie zmieni w zasadniczy sposób pierwotnych proporcji sztywności elementów).

Powyższe warunki często bywają spełnione i dlatego metodę *LL0* można uznać za podstawowe narzędzie do analizy konstrukcji żelbetowych (i tak, zdaniem autora, należy rozumieć p. 5.4.1 normy). Jednakże, jak wiadomo od zarania stosowania żelbetu, ugięcia obliczone na podstawie teorii *LL0* nie odpowiadają rzeczywistości, gdyż pod obciążeniem użytkowym sztywność elementów zginanych spada na skutek zarysowania i pełzania betonu.

Do obliczania ugięć stosuje się zatem sztywność obliczoną z uwzględnieniem tych zjawisk. Najdalej idące i powszechnie stosowane przybliżenie polega na założeniu, że sztywność każdego elementu zginanego można wyznaczyć na podstawie największego momentu zginającego w tym elemencie, a moment według teorii *LL0*. Wtedy ugięcia otrzymane według *LL0* wystarczy pomnożyć przez stosunki sztywności według *LL0* do sztywności (mniejszych) wyznaczonych z uwzględnieniem zjawisk specyficznych dla żelbetu.

W praktyce często obliczanie ugięć zastępuje się przez sprawdzenie, czy smukłość (tzn. stosunek rozpiętości do wysokości użytecznej) elementów zginanych nie przekracza określonych w normie wartości granicznych. Wartości graniczne są wyznaczane na podstawie sztywności obliczanych z uwzględnieniem wpływu zarysowania i pełzania.

Podsumowując, trzeba zauważyć, że zbyt ogólnie sformułowane twierdzenia, jak np. „do obliczania konstrukcji żelbetowych stosuje się analizę sprężystą” nie mogą być prawdziwe – trzeba je obwarować szeregiem zastrzeżeń. Jak widać, nawet najbardziej popularną analizę *LL0* można stosować tylko pod pewnymi warunkami, pamiętając że w celu racjonalnego obliczenia ugięć trzeba zastosować inne wartości sztywności.

Zastosowania tej metody są tak szerokie dlatego, że według zasady *LL0* można stosować superpozycję, a obliczenia statyczne ustroju konstrukcyjnego są niezależne od ilości zbrojenia.

W związku z tym obliczenia niezbędne do zaprojektowania konstrukcji można podzielić na dwie niezależne części – obliczenia statyczne i wymiarowanie. Ugięcia, które zależą silnie od zbrojenia, rozpatruje się (niezbyt ściśle) na etapie wymiarowania. Można oczekiwać, że model *LL0* będzie nadal stosowany bardzo często, chociaż w zasadach ogólnych normy i przepisach szczegółowych znajduje się wiele wymagań skłaniających do stosowania bardziej skomplikowanych metod.

Metoda LLI. Niekiedy jako charakterystyki geometryczne przekroju stosuje się pola i momenty bezwładności przekrojów sprowadzonych w fazie I (tzn. przekrojów nie zarysowanych). Takie założenie jest właściwe np. dla elementów sprężonych. Do analizy *LLI* odnoszą się te same zastrzeżenia co do *LL0*. Co prawda w konstrukcjach sprężonych zarysowanie nie ma wpływu na ugięcia, ale silnie działającym nieliniowymi czynnikami są skurcz i pęcznienie betonu.

Metoda LLR. Tym skrótem oznaczono metodę liniową z „realistycznymi” sztywnościami elementów. Wszystkim (lub tylko wybranym) elementom ustroju konstrukcyjnego (czasem za część ustroju uważa się również podłoże gruntowe) nadaje się sztywności zależne od sił wewnętrznych (sił podłużnych i momentów) w rozpatrywanym stanie (zwykle w stanie granicznym). Jeżeli metoda ma należeć do klasy *LL*, to trzeba założyć, że sztywność każdego elementu jest stała – taka jaka występuje w rozpatrywanym stanie konstrukcji (w przeciwnym przypadku trzeba by stosować analizę nieliniową fizycznie). Analiza *LLR* pozwala na lepszą niż *LL0* ocenę rozkładu sił, a przede wszystkim na racjonalne obliczenie przemieszczeń.

Jeżeli efekty drugiego rzędu mają istotny wpływ na nośność słupów, to realistyczna ocena ugięć słupów może okazać się niezbędna. Jeżeli nie stosuje się teorii II-rzędu (czyli analizy typu *NL* lub *NN*) do obliczenia całego ustroju konstrukcyjnego, to wpływ efektów drugiego rzędu można uwzględnić na podstawie obliczeń metodą *LLR* (a nawet na podstawie *LL0*) powiększając momenty zginające obliczone według teorii rzędu I. Takie postępowanie nazywa się w EC2 metodą uproszczoną.

Powiększanie momentu wykonuje się oddzielnie dla każdego elementu ściskanego, zwanego w normie elementem wydzielonym. W EC2 umieszczono dwie metody takiego powiększania. Stosując metodę nominalnej sztywności miarodajne momenty M_{Ed} uzyskuje się mnożąc momenty pierwszego rzędu $M_{0,Ed}$ przez współczynnik zależny od siły krytycznej N_B

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right]. \quad (2)$$

Siła krytyczna jest proporcjonalna do sztywności oznaczonej w normie przez EI . Wyrażenie EI powinno przedstawiać sztywność, która jest osiągnięta w stanie nośności granicznej. Zwykle jest to sztywność około 3÷4 razy mniejsza od początkowej sztywności przekroju nie zarysowanego.

Stosując metodę nominalnej krzywizny, której w normie przypisuje się mniej uniwersalne znacznie niż metodzie nominalnej sztywności, miarodajny moment wyznacza się dodając do momentu pierwszego rzędu moment M_2 , który zależy od oszacowanej prostym sposobem krzywizny osiągniętej w stanie granicznym.

Nota bene, umieszczone w normie zasady stosowania obu metod pozostawiają wiele do życzenia. Tak np. zasadę „ekwiwalentnego momentu”, stosowaną w polskich normach [5] i [7] (także w przepisach amerykańskich [14] i innych) do obliczania ustrojów nieprzesuwanych, umieszczono w punkcie dotyczącym metody nominalnej krzywizny. Nie wiadomo zatem (tzn. nie wiadomo, jaki jest pogląd autorów normy), czy można ją stosować także do obliczeń metodą nominalnej sztywności. Nie ma także zasad powiększania momentów węzłowych, które są jasno sformułowane w wymienionych powyżej normach polskich i amerykańskich, a szczególnie wyczerpująco i przejrzyście w normie brytyjskiej [24].

W celu obliczenia powiększonego momentu trzeba wyznaczyć długość wyboczeniową (w normie zwaną długością efektywną) każdego rozpatrywanego, wydzielonego elementu. Do tego celu stosuje się wzory (rozdziela się tu elementy usztywnione i nie usztywnione) przypisane siedmiu schematom (różniącym się warunkami podparcia końców) elementów wydzielonych. Wzory te nie są całkiem wolne od niejasności. Dodatkowe wyjaśnienia można znaleźć w [8].

W EC2 nie umieszczono prostych zasad, takich jak w np. w Załączniku C do normy polskiej [5], które można stosować do najczęściej spotykanych typów budowli.

Metody NL. Podobnie jak w przypadku metod typu *LL* można zdefiniować modele *NL0*, *NLI* i *NLR*. Teraz ustrój konstrukcyjny jako całość analizuje się stosując teorię II-rzędu. Współczesne programy komputerowe umożliwiają wykonanie takiej analizy kosztem wysiłku niewiele większego niż przy stosowaniu analizy geometrycznie liniowej – szczególnie wtedy, gdy każdemu elementowi przypisze się sztywność stałą na całej długości i niezależną od obciążenia, odpowiednią do stanu konstrukcji, który się rozpatruje. Należy jednak pamiętać, że w tym modelu siły uogólnione nie są liniowo proporcjonalne do obciążeń (nie obowiązuje zasada superpozycji).

Taka analiza może być pożyteczna w przypadkach, w których efekty drugiego rzędu mają istotny wpływ na nośność słupów, zwłaszcza wtedy, gdy w analizach uproszczonych natrafia się na niejasności dotyczące wyznaczania efektywnych długości słupów. Cały ustrój rozpatruje się jako odkształcony i nie potrzeby „wydzielania” elementów i określania długości wyboczeniowych.

Oczywiście, modele *NL0* i *NLI* wymieniono tu przede wszystkim po to, żeby wyczerpać wszystkie możliwości - rzadko będą one mieć racjonalne zastosowanie.

Metoda *NLR*. Wydaje się, że skoro już stosuje się metodę nieliniową, to należy zastosować model *NLR* – wtedy można uzyskać realistyczną ocenę przemieszczeń już na poziomie obliczeń statycznych. Podstawowe znaczenie ma trafna ocena sztywności elementów w stanie, który jest analizowany. Z tym zagadnieniem wiąże się szereg przepisów EC2, które w Polsce można uznać za nowość.

Warto zauważyć, że realistyczna ocena sztywności nie jest wolna od pewnych trudności, również wtedy, gdy rozpatruje się elementy wydzielone i stosuje metody uproszczone. Oto cytaty z „Postanowień ogólnych” EC2, dotyczących analizy efektów drugiego rzędu.

„Odkształcenia powinno się obliczać z uwzględnieniem istotnych wpływów zarysowania, nieliniowych właściwości materiałów i pełzania ... W obliczeniach, w których zakłada się liniowe właściwości materiałów, można te zjawiska uwzględnić, stosując zmniejszone wartości sztywności, patrz 5.8.7” (p. 5.8.7 dotyczy metody nominalnej sztywności).

Ponadto *„Jeśli jest to istotne, to w obliczeniach należy uwzględnić wpływ podatności elementów przyległych i fundamentów (współdziałanie podłoża z konstrukcją)”*.

Obliczanie ugięć belek statycznie według ogólnych zasad normy jest przykładem zastosowania modelu nieliniowego fizycznie, czyli **modelu LN**.

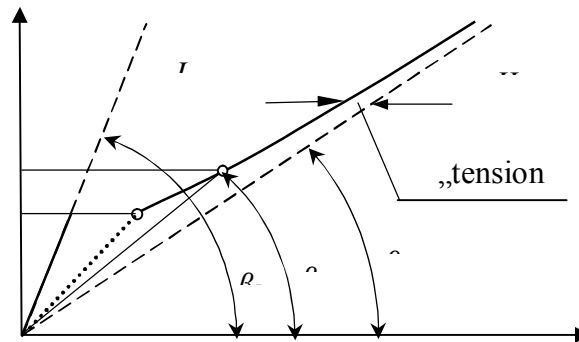
Według EC2 ugięcia elementów zginanych można obliczać stosując zasadę wyrażoną wzorem

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_I, \quad (3)$$

w którym α jest zmienną przedstawiającą rozpatrywaną charakterystykę odkształcalności (α może oznaczać np. odkształcenie, krzywiznę, ugięcie), a α_I i α_{II} przedstawiają odpowiednio wartości α obliczone według teorii fazy I i fazy II. Wpływ pełzania betonu uwzględnia się stosując do obliczania wartości α efektywny moduł sprężystości.

Współczynnik ζ na odcinkach, które nie są zarysowane jest równy zero, na odcinkach zarysowanych zależy od stosunku naprężenia w zbrojeniu wywołanego przez moment rysujący

do naprężenia wywołanego przez moment aktualny. Jeżeli obciążenie jest długotrwałe, to jest zawarty w granicach od $0,5 \leq \zeta < 1,0$ (przy dużym obciążeniu ζ zbliża się do 1).



Rys. 6. Zależność „moment zginający – krzywizna” i sztywność przy zginaniu

Sztywności w fazie I i II i sztywność średnia B (w EC2 oznaczana przez EI) mają prostą interpretację geometryczną (rys. 6): $B_I = E_{c,eff} J_I = \tan \beta_I$, $B_{II} = E_{c,eff} J_{II} = \tan \beta_{II}$, sztywność średnia (zależna od M): $B = \tan \beta$. Warto zauważyć, że podobnie jak przy obliczeniu szerokości rys, występuje tu zjawisko „tension stiffening” (krzywizna średnia jest mniejsza od krzywizny obliczonej na podstawie „czystej” fazy II), ale wyrażone innym sposobem.

Podobną zasadę można by stosować do elementów, w których siła podłużna nie jest zerowa, ale myśl ta nie jest w EC2 rozwinięta. Takie uogólnienie metody Eurokodu można znaleźć np. w [25].

Analizując wpływ efektów drugiego rzędu należy krytycznemu elementowi ścisiskanemu nadać sztywność powstającą w stanie granicznym – można tu zastosować „sztywność nominalną”. Współpracującym z nim bezpośrednio belkom należy nadać sztywności obliczone według przedstawionej powyżej zasady. Oszacowanie sztywności innych elementów (mające mniejszy wpływ na wynik obliczenia) pozostaje do uznania konstruktora. W EC2 rozpatruje się ponadto (w Załączniku H) tzw. globalne efekty drugiego rzędu. Z analizą tych efektów związane są zalecenia dotyczące oszacowania sztywności, inne niż metoda nominalnej sztywności. Wyjaśnienia dotyczące tego problemu znajdują się w [8].

Podstawowe założenia **metody NNR**, nazywanej w EC2 metoda ogólną, przedstawiono w p. 5.7 i 5.8.6 normy. Stwierdza się tam, że należy stosować metody określające realną sztywność elementów, należy stosować przeznaczone do analizy konstrukcji krzywe naprężenie-odkształcenie (czyli krzywą nr. 1 wg rys. 2), można uwzględnić wpływ „tension stiffening”, ale dla uproszczenia można go pomijać. W p. 5.8.6 określa się zasadę uproszczenia, dzięki któremu metodę NN można przedstawić w postaci NLR , stosując sztywności odcinkami stałe.

EC2 nie określa wymaganego poziomu zgodności przekrojów zastosowanych na rysunkach z przekrojami przyjętymi z podstawę obliczeń. Uzyskanie zadowalającego wyniku może wymagać iteracji (obejmującej całe obliczenia statyczne) niezależnie od klasy metody obliczeń. Oczywiście najłatwiej uzyskać zgodność stosując metodę $LL0$, gdyż wtedy sztywności nie zależą od zbrojenia, ale w przypadkach, w których wpływ efektów drugiego rzędu jest znaczny, takie postępowanie może być niewystarczające.

7 PODSUMOWANIE

W artykule [17] J. Walraven przedstawia uwagi do EC2, życzenia, które należałoby spełnić w przyszłości oraz ogólne zasady, którymi kierował się zespół opracowujący normę. Tak więc, norma powinna być jednolita i spójna, jasna, powinna być otwarta na różne teorie i powinna zawierać modele o różnym stopniu złożoności, które można by stosować

w zależności od potrzeb. Ponadto powinna być wystarczająco prosta, tak, żeby praktycy mogli ją łatwo zastosować. We wnioskach J. Walraven stwierdza, że z powodu ciągłego przyrostu wiedzy i doświadczenia nieuniknione są pewne niedoskonałości, a niektóre sformułowania powinny być poprawione. Zgadzam się z tą opinią, a szczególnie z jej ostatnim fragmentem.

Norma jest oparta na „jasnych i naukowo uzasadnionych teoriach”, ale nie jest całkiem „jednolita i spójna”. Przykłady niejednorodności to dwie sprzeczne zasady (zestaw SOR i zestaw P) ograniczające zastosowania teorii plastyczności, dwie różne zasady „tension stiffening”. Także wymaganie jasności i przejrzystości jest spełnione tylko częściowo.

Zasady ogólne i klasyfikacje metod analizy są pożyteczną częścią normy, chociaż można tu przedstawić zastrzeżenia i uzupełnienia, które obszernie omówiono w tekście artykułu.

Wreszcie trudno nie wspomnieć o bardzo prostych brakach, takich jak brak wzoru na zbrojenie poprzeczne w elementach skręcanych, niewystarczająco objaśnione rysunki zastosowań modeli ST, błędny wzór na rys. 9.2 (zamiast M_{Ed} powinien tam występować moment sił wewnętrznych względem zbrojenia), wiele mało precyzyjnych sformułowań, szczególnie w rozdziale dotyczącym ścinania, i dziwaczna metoda wyznaczania współczynnika pełzania przedstawiona na rys. 3.1 normy.

PIŚMIENNICTWO

- [1] EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2 – Design of Concrete Structures. Part 1-1. General Rules and Rules for Buildings.
- [2] ENV 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1. General Rules and Rules for Buildings, 1991.
- [3] PN-EN 1992-1-1: 2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [4] PN-B-03264:1999. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, obliczenia statyczne i projektowanie.
- [6] PN-76/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [7] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [8] Eurocode 2. Commentary (based on the „Guida all’uso dell’eurocodice 2” by G. Mancini and his team and on background documents prepared by the Eurocode 2 Project Teams Members (A.W. Beeby, H. Corres Peiretti, J. Walraven, B. Westerberg, R.V. Whitman). European Concrete Platform ASBL, June 2008.
- [9] Eurocode 2. Worked Examples. European Concrete Platform ASBL, June 2008.
- [10] Concrete Structures Euro-Design Handbook. Ernst & Sohn 1994/96.
- [11] Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2, praca zbiorowa, Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
- [12] PN-EN 1990: 2004. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [13] Knauff M., Głowacki M., Urbański M.: Metoda obliczania końcowego współczynnika pełzania $\varphi(\infty, t_0)$, Inżynieria i Budownictwo, nr 1/2011.
- [14] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), An ACI Standard, American Concrete Institute.
- [15] Schäfer K., Schlaich J.: On the Consistent Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. Proc. of the Int. Conf. “Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Structural Concrete”, Białystok 1993, p. 105-146.

- [16] Knauff M.: Uwagi o obliczaniu belek żelbetowych na ścinanie według Eurokodu. „Problemy Naukowo Badawcze Budownictwa”, T. VI, KILiW PAN, Wyd. Politechniki Białostockiej, 2008, str. 213-220.
- [17] Walraven J.: Eurocode 2 „Design of Concrete Structures”, looking back and thinking ahead”. Proceedings of First International Workshop, Design of Concrete Structures using EN 1992-1-1, Czech Technical University in Prague. September 2010, p. 321-330.
- [18] Mancini G.: Future development areas in EN 1992-1-1. Proceedings of First International Workshop, Design of Concrete Structures using EN 1992-1-1, Czech Technical University in Prague. September 2010, p. 177-189.
- [19] Hillerborg A., Modeer M., Petersson P., Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol.6, 1976.
- [20] Bažant Z. P., Oh B. H., Crack Band Theory for Fracture of Concrete. *Materiaux et Construction*, vol.16, No 93, 1983.
- [21] Woliński S.: Właściwości betonu rozciąganego i ich zastosowania w nieliniowej mechanice pęknięcia betonu. *Zeszyty Nauk. Pol. Rzeszowskiej*, z.13, 1991.
- [22] Kobiak J., Stachurski W., *Konstrukcje żelbetowe. t. II*, Arkady, Warszawa 1987.
- [23] Tichý M., Rakosnik J.: *Obliczanie ramowych konstrukcji żelbetowych z uwzględnieniem odkształceń plastycznych*, Arkady, 1971.
- [24] British Standard BS 8110. Part 1: 1997. Structural use of concrete. Part 1. Code of practice for design and construction.
- [25] Comité Euro-International du Béton: CEB Design Manual on Cracking and Deformations, Bulletin d'Information No 158-E, 1985.

DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODE 2 – GENERAL RULES AND BASIC ASSUMPTION

Summary

The first part of the article contains a brief critical review of the contents of part 1-1 of Eurocode 2. Next, a thorough analysis is made of the applications of the ideas taken from the theory of elasticity in dimensioning and analysis of elements and structures including slabs and continuous beams. Attention is drawn to inconsistencies in the classification and limitations in the application of elastic analysis with redistribution ratio and plastic analysis. In Part 6 a critical assessment of the formulations used in the Eurocode in parts concerning the general principles for structural analysis is made. The application of linear and nonlinear (geometrically or physically) methods recommended in the Eurocode is discussed following an original classification developed by the author.

Robert KOWALSKI¹
Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH NA WARUNKI POŻAROWE

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono podstawowe informacje na temat projektowania konstrukcji budowlanych na warunki pożarowe. Wskazano podstawy prawne konieczności takiego projektowania. Zwrócono uwagę na istotę rozpatrywania pożaru jako wyjątkowej sytuacji obliczeniowej. Omówiono etapy analizy konstrukcji w warunkach pożarowych, najczęściej stosowane modele pożaru oraz wartości oddziaływań bezpośrednich występujące podczas analiz. Przedstawiono podstawowe informacje na temat wpływu wysokiej temperatury na materiały konstrukcyjne: beton, stal i drewno oraz scharakteryzowano najważniejsze aspekty projektowania konstrukcji na warunki pożarowe.

Słowa kluczowe: projektowanie konstrukcji, pożar, beton, stal, wysoka temperatura

1 WPROWADZENIE

Obecnie nikt nie ma już wątpliwości, iż rozpatrzenie warunków pożarowych jest integralną częścią procesu projektowania konstrukcji budowlanych. Potrzeba odpowiedniego przygotowania konstrukcji na wypadek pożaru ma jednoznaczne umocowanie w aktach prawnych: Dyrektywie Rady Wspólnot Europejskich [1], a w Polsce w Ustawie Prawo Budowlane [2], w których wśród sześciu podstawowych wymagań stawianych obiektom budowlanym, na drugim miejscu po nośności i stateczności konstrukcji jest wymienione bezpieczeństwo pożarowe. Rozwinięcie podstawowych wymagań na temat zapewnienia bezpieczeństwa pożarowego budowli zawiera dokument interpretacyjny [3] do dyrektywy [1]. Szczegółowe przepisy obowiązujące w Polsce są podane w rozporządzeniu [4].

W załączniku nr 1 do dyrektywy [1] (oraz w rozporządzeniu [4]), między innymi, znajduje się zapis: *Obiekty budowlane muszą być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby w przypadku pożaru:*

- *nośność konstrukcji mogła być zapewniona przez założony czas,*
- *powstawanie i rozprzestrzenianie się ognia i dymu w obiektach było ograniczone,*
- *rozprzestrzenianie się ognia na sąsiednie obiekty było ograniczone,*
- *mieszkańcy mogli opuścić obiekt lub być uratowani w inny sposób,*
- *uwzględnione było bezpieczeństwo ekip ratowniczych.*

¹ r.kowalski@il.pw.edu.pl

To właśnie pierwsze z powyższych wymagań nakłada na projektanta konstrukcji obowiązek przeanalizowania warunków pożarowych. W praktyce zazwyczaj sprowadza się to do zastosowania takich rozwiązań, aby konstrukcja miała wymaganą przepisami (tablica 1, [4]) odporność ogniową. Miarą tego parametru jest czas wyrażony w minutach, w którym rozpatrywany element spełnia wymagania stawiane w jednoznacznie określonych warunkach (najczęściej badania normowego). Należy zatem podkreślić, iż odporności ogniowej nie należy bezkrytycznie utożsamiać z zachowaniem się konstrukcji w warunkach rzeczywistego pożaru.

Odporność ogniowa może być rozpatrywana w trzech dziedzinach: nośności (R), co nie wymaga komentarza; szczelności (E), która odnosi się do zapobiegania przedostawania się płomieni i gorących gazów przez przegrodę oraz izolacyjności (I), która odnosi się do ograniczenia wzrostu temperatury występującej na nie ogrzewanej powierzchni przegrody. Precyzyjne definicje przytoczonych wyżej pojęć można, między innymi znaleźć w [5, 6].

Tablica 1. Wymagane klasy odporności ogniowej elementów budynku [4]

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku					
	główna konstr. nośna	konstrukcja dachu	strop	ściana zewnętrzna	ściana wewnętrzna	przekrycie dachu
A	R 240	R 30	REI 120	EI 120	EI 60	RE 30
B	R 120	R 30	RE I60	EI 60	EI 30	RE 30
C	R 60	R 15	REI 60	EI 30	EI 15	RE 15
D	R 30	–	REI 30	EI 30	–	–
E	– Nie stawia się wymagań.					

Podane w tablicy 1 wymagane odporności ogniowe zależą od klasy odporności pożarowej budynku. Klasę tę określa się [4] rozpatrując przeznaczenie budynku, zagrożenie bezpieczeństwa użytkowników lub obciążenie ogniowe oraz wysokość budynku. W praktyce klasa odporności pożarowej budynku, określana przez głównego projektanta przy współudziale rzeczoznawcy do spraw ochrony przeciwpożarowej, jest najczęściej podawana projektantowi konstrukcji jako dana do projektowania na warunki pożarowe. Jednak od momentu „wejścia do tablicy 1”, dalsze decyzje dotyczące zagwarantowania wymaganej odporności ogniowej projektowanej konstrukcji projektant musi już podejmować indywidualnie.

Najbardziej wiarygodnym sposobem prognozowania nośności ogniowej elementów konstrukcyjnych jest przeprowadzenie badań eksperymentalnych według wymagań normowych (np. [7, 8]). Sposób ten może być jednak stosowany jedynie w odniesieniu do elementów o niezbyt dużych wymiarach, elementów produkowanych seryjnie (np. prefabrykaty lub typowe stropy) lub kluczowych części większych konstrukcji (np. węzły lub połączenia). Przeprowadzenie badań ogniowych dużych, indywidualnych konstrukcji nie jest zazwyczaj możliwe. Konieczne jest zatem stosowanie innych, prostszych sposobów.

Przełomowym krokiem do adekwatnego projektowania odporności ogniowej konstrukcji było wprowadzenie Eurokodów. Ich części oznaczone numerem „1-2” odnoszą się do projektowania na warunki pożarowe. Są tam podane proste metody zagwarantowania odporności ogniowej elementów, odpowiednie do projektowania w miarę prostych obiektów oraz wytyczne na temat prowadzenia analiz bazujących na rozpatrywaniu pożaru jako wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, odpowiednich do projektowania obiektów o szczególnym znaczeniu gospodarczym lub szczególnym zagrożeniu bezpieczeństwa użytkowników.

2 WYJĄTKOWA SYTUACJA OBLICZENIOWA POŻARU

2.1 Istota rozpatrywania pożaru jako wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

W trwałej sytuacji obliczeniowej o tym, czy konstrukcja odpowiada stawianym jej wymaganiom decyduje spełnienie jednego z warunków [9]: stanu granicznego nośności (1) lub

stanu granicznego użyteczności (2), w których obliczeniowy efekt oddziaływań (E_d) jest porównywany z nośnością obliczeniową (R_d) lub obliczeniowym kryterium użyteczności (C_d):

$$E_d \leq R_d, \quad (1)$$

$$E_d \leq C_d. \quad (2)$$

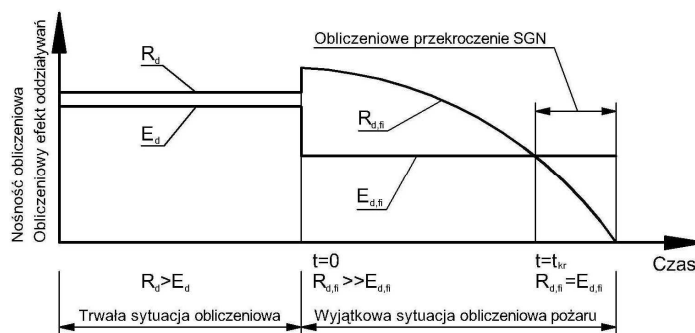
W wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru zasadne jest rozpatrywanie jedynie warunku stanu granicznego nośności:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}(t), \quad (3)$$

w którym nośność obliczeniowa ($R_{d,fi}$) jest funkcją czasu trwania pożaru (t).

Przy „przejściu” z trwałej sytuacji obliczeniowej do wyjątkowej sytuacji pożaru, ze względu na mniejsze wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa przyjmowanych w sytuacji wyjątkowej, ma miejsce „obniżenie” obliczeniowego efektu oddziaływań ($E_d > E_{d,fi}$) oraz „podwyższenie” obliczeniowej nośności elementów konstrukcyjnych ($R_d < R_{d,fi}(t=0)$).

Na początku pożaru (w czasie $t = 0$), w przypadku dobrze zaprojektowanej i zrealizowanej konstrukcji, ma więc miejsce stosunkowo duży obliczeniowy zapas nośności. Zapas ten zmniejsza się w miarę trwania pożaru, ze względu na obniżanie się nośności obliczeniowej konstrukcji spowodowane niekorzystnym wpływem wysokiej temperatury na cechy wytrzymałościowe materiałów. Po pewnym krytycznym czasie trwania pożaru ($t = t_{kr}$) obliczeniowa nośność konstrukcji jest równa obliczeniowemu efektowi oddziaływań. Konstrukcja znajduje się wtedy w obliczeniowym stanie granicznym nośności, co poglądowo przedstawiono na rys. 1 [10].



Rys. 1. Porównanie obliczeniowego efektu oddziaływań z nośnością obliczeniową, w trwałej sytuacji obliczeniowej oraz w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru [10]

W celu przeprowadzenia praktycznych analiz konstrukcji w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru mogą być stosowane różne sposoby postępowania.

Podczas projektowania nowych konstrukcji, ich wymagana przepisami odporność ogniowa jest najczęściej ściśle określona. Znany jest zatem czas działania pożaru, w którym nie może wystąpić obliczeniowe osiągnięcie stanu granicznego nośności. Jako daną wejściową przyjmuje się wtedy czas trwania pożaru, np. równy wymaganej odporności ogniowej ($t = t_{R,wym}$). W końcowym etapie prowadzonej analizy sprawdzaną jest nierówność:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}(t = t_{R,wym}) \quad (4)$$

W pewnych sytuacjach, np. podczas oceny stanu technicznego istniejących konstrukcji, np. przeznaczonych do zmiany sposobu użytkowania, modernizacji lub przebudowy, bardziej przydatne może się okazać postępowanie odwrotne. Po przeprowadzeniu analiz obliczeniowych

i rozpatrzeniu warunku (3) otrzymuje się wynik w postaci czasu trwania pożaru ($t = t_{kr}$), po którym konstrukcja osiągnie obliczeniowy stan graniczny nośności. Czas ten może być utożsamiany z określoną obliczeniowo odpornością ogniową rozpatrywanej konstrukcji.

Niekiedy jako wynik przeprowadzonych analiz zamiast czasu trwania pożaru określa się tzw. temperaturę krytyczną (θ_{kr}), w której konstrukcja osiąga obliczeniowy stan graniczny nośności. Postępowanie takie wymaga jednak jednoznacznego sprecyzowania, czego dotyczy rozpatrywana temperatura. Najczęściej jest ono stosowane podczas prowadzenia analiz konstrukcji stalowych, w których przekrojach zazwyczaj występuje bardzo szybkie wyrównywanie się temperatury.

2.2 Analiza konstrukcji w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru

W ujęciu normowym [11-13] rozpatrywanie konstrukcji w sytuacji pożaru może być prowadzone na jednym z trzech poziomów analizy: elementu, części konstrukcji lub całej konstrukcji. Specyfika powyższych poziomów jest oczywiście w szczególności zależna od rodzaju rozpatrywanych konstrukcji, jednak generalnie należy zwrócić uwagę na niżej podane prawidłowości.

W przypadku analiz poszczególnych elementów należy je rozpatrywać jako wydzielone z konstrukcji. Jedynym oddziaływaniem pożaru, które należy uwzględnić, jest wpływ wysokiej temperatury. Analizy mogą być prowadzone na podstawie wymagań zestawionych w tablicach, przy wykorzystaniu metod uproszczonych lub zaawansowanych modeli obliczeniowych.

W przypadku analiz wydzielonej części konstrukcji, oprócz wpływu wysokiej temperatury należy jeszcze uwzględniać pośrednie oddziaływania pożaru. Najważniejsze z nich to dodatkowe siły wewnętrzne, powstające na skutek ograniczenia odkształceń wymuszonych wzrostem temperatury lub wytworzenia się wtórnych schematów statycznych oraz dodatkowe (wyjątkowe) obciążenia mechaniczne. Oddziaływania te zaleca się rozpatrywać jako niezmiennie w funkcji czasu. W analizach dopuszcza się stosowanie metod uproszczonych lub zaawansowanych modeli obliczeniowych.

W przypadku analizy całej konstrukcji można stosować jedynie zaawansowane modele obliczeniowe. Należy w nich uwzględniać wszelkie możliwe aspekty oddziaływania pożaru i odpowiedzi konstrukcji. W normach [11-13] ograniczono się jednak do jedynie ogólnego wymienienia podstawowych założeń.

Należy również zauważyć, że w praktycznym projektowaniu pojęcia „konstrukcja”, „część konstrukcji” oraz „element konstrukcyjny” wzajemnie się zająwiają. Analiza praktyczna zazwyczaj rozpoczyna się od rozpatrywania konstrukcji jako całości, a kończy na wymiarowaniu najbardziej wyťažonych miejsc (przekrojów) wybranych elementów konstrukcyjnych.

Niezależnie od tego, na którym z wymienionych wyżej poziomów jest prowadzona analiza, w celu doprowadzenia do obliczeniowego sprawdzenia stanu granicznego nośności konstrukcji (jej części lub wydzielonego z niej elementu konstrukcyjnego) w warunkach pożarowych konieczne jest przeprowadzenie pięciu podstawowych etapów postępowania. Oto one:

- określenie oddziaływań występujących w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru, a następnie obliczenie wywołanych przez nie sił wewnętrznych (efektów oddziaływań),
- dokonanie wyboru umownego, hipotetycznego scenariusza pożaru oraz ustalenie odpowiadającego mu modelu (pożaru obliczeniowego),
- określenie pól temperatury w wybranych przekrojach elementów, po założonym czasie trwania przyjętego modelu pożaru,
- uwzględnienie zmniejszenia cech wytrzymałościowych materiałów na skutek działania wysokiej temperatury,
- obliczenie nośności w najbardziej wyťažonych miejscach konstrukcji, a następnie sprawdzenie warunku stanu granicznego nośności.

2.3 Oddziaływania mechaniczne w sytuacji pożaru

Podczas rozpatrywania konstrukcji w warunkach pożarowych należy brać pod uwagę występowanie:

- obciążeń statycznych (oddziaływania bezpośrednie),
- obciążeń wyjątkowych,
- oddziaływań pośrednich.

Obciążenia wyjątkowe w warunkach pożaru mogą wystąpić np. na skutek uderzenia w konstrukcję lub zalegania na niej zniszczonych elementów, od ciężaru wody użytej do gaszenia pożaru (w przypadku gromadzenia się jej dużych ilości na stropach, dachach lub tarasach), od niezamierzonych działań związanych z prowadzeniem akcji gaśniczej (np. uderzenie sprzętu) oraz w wyniku wytworzenia się wtórnego schematu statycznego konstrukcji.

Uwzględnienie wszelkich możliwych obciążeń wyjątkowych prowadziłoby jednak do znacznego zwiększenia wartości efektów oddziaływań (obliczeniowych sił wewnętrznych), a w konsekwencji do otrzymania niemożliwych do zaakceptowania w praktyce wymiarów przekrojów elementów. Racjonalne projektowanie wymaga zatem świadomego wyboru, które z obciążeń wyjątkowych należy wziąć pod uwagę, a które można pominąć. W przepisach normowych nie ma jednak jednoznacznych wytycznych na ten temat.

Oddziaływania pośrednie występują na skutek ograniczenia odkształceń wymuszonych, spowodowanych wzrostem temperatury materiałów. Oddziaływania te powinny być uwzględniane w zaawansowanych analizach konstrukcji narażonych na warunki pożarowe.

Określenie bezpośrednich obciążeń statycznych występujących w warunkach pożarowych najczęściej sprowadza się do wykorzystania współczynnika redukcyjnego, będącego stosunkiem efektu oddziaływań (obciążenia) w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru, do efektu oddziaływań (obciążenia) w trwałej sytuacji obliczeniowej. W najprostszym przypadku rozpatrywania tylko jednego, dominującego oddziaływania zmiennego współczynnik redukcyjny można określić ze wzoru:

$$\eta = \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{(1 \text{ lub } 2),1} Q_{k,1}}{\text{maks.} \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ lub } \sum_{j \geq 1} -0,85 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \right\}}, \quad (5)$$

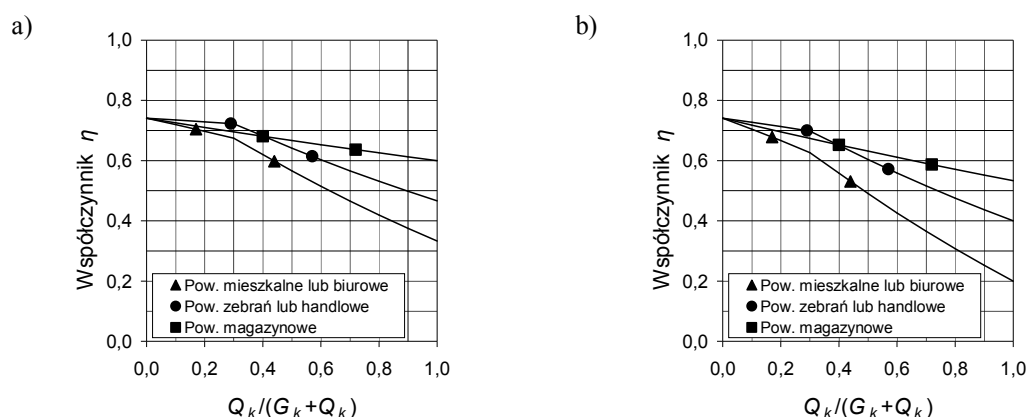
w którym: $G_{k,j}$ oznacza wartość charakterystyczną j-ego oddziaływania stałego,
 $Q_{k,1}$ oznacza wartość charakterystyczną dominującego oddziaływania zmiennego,
 γ_G, γ_Q to częściowe współczynniki bezpieczeństwa, dotyczące obciążeń stałych i zmiennych; $\gamma_G=1,35, \gamma_Q=1,50$,
 $\psi_{0,1}$ oznacza współczynnik do wartości kombinacyjnej dominującego oddziaływania zmiennego,
 $\psi_{(1 \text{ lub } 2),1}$ oznacza współczynnik do wartości częstej dominującego oddziaływania zmiennego ($\psi_{1,1}$) albo współczynnik do wartości prawie stałej dominującego oddziaływania zmiennego ($\psi_{2,1}$); w [9] podano, aby wyboru między współczynnikami $\psi_{1,1}$ i $\psi_{2,1}$ dokonywać odpowiednio do miarodajnej sytuacji obliczeniowej, w [5] zalecono stosowanie współczynnika $\psi_{2,1}$, jednak w polskim załączniku krajowym do [5] zalecono stosowanie współczynnika $\psi_{1,1}$; w tablicy 2 przedstawiono zalecane wartości współczynników ψ_0, ψ_1 i ψ_2 [9].

Tablica 2. Wybrane wartości współczynników ψ_0 , ψ_1 i ψ_2 [9]

Oddziaływania	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategoria A: powierzchnie mieszkalne	0,7	0,5	0,3
Kategoria B: powierzchnie biurowe	0,7	0,5	0,3
Kategoria C: miejsca zebrań	0,7	0,7	0,6
Kategoria D: powierzchnie handlowe	0,7	0,7	0,6
Kategoria E: powierzchnie magazynowe	1,0	0,9	0,8
Kategoria F: powierzchnie ruchu pojazdów ($G < 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Na rys. 2 podano opracowane przez autora wykresy wartości współczynnika η w zależności od stosunku obciążenia zmiennego (Q_k) do obciążenia całkowitego ($P_k=G_k+Q_k$) w przypadku różnych rodzajów powierzchni użytkowych. Do wzoru (5) wstawiono wartości współczynnika ψ_1 (rys. 2a) lub ψ_2 (rys. 2b). Znacznikami określono przedziały stosunku obciążeń ($Q_k/(G_k+Q_k)$) najczęściej spotykane w praktyce.

Przedziały te określono w tablicy 3, rozważając dwa przypadki obciążeń stałych: stosunkowo ciężkiego stropu żelbetowego (np. płyta o grubości 25 cm – ciężar 6,25 kN/m²) oraz stropu stosunkowo lekkiego (np. płytowo-żebrowego, gęstożebrowego lub płyty żelbetowej wykonanej na blachach trapezowych – ciężar 2,60 kN/m²). Obciążenie pochodzące od warstw wykończeniowych przyjęto równe 1,20 kN/m².



Rys. 2. Wartości współczynnika η wyrażającego stosunek efektu oddziaływań (obciążenia) w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru, do efektu oddziaływań (obciążenia) w trwałej sytuacji obliczeniowej: a) do wzoru (5) wstawiono wartości współczynnika ψ_1 , b) do wzoru (5) wstawiono wartości współczynnika lub ψ_2

Tablica 3. Wartości stosunku obciążeń $Q_k/(G_k+Q_k)$ występujące najczęściej w praktyce

Obciążenie użytkowe [14] (Q_k), kN/m ²	Pow. mieszkalne					
	Pow. biurowe					
			Miejsca zebrań			
					Pow. handlowe	
					Pow. magazynowe	
	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	10,0
	$Q_k/(G_k+Q_k)$					
Przypadek gdy $G_k=1,20+2,60=3,80$ kN/m ²	0,28	0,34	0,44	0,51	0,57	0,72
Przypadek gdy $G_k=1,20+6,25=7,45$ kN/m ²	0,17	0,21	0,29	0,35	0,40	0,57

Stosunek efektu oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru do efektu oddziaływań, miarodajnego do sprawdzania stanów granicznych nośności w trwałej sytuacji obliczeniowej (η) wg wymagań polskich [5] będzie najczęściej przyjmować wartości w przedziale od 0,6 do 0,75, a wg oryginalnej wersji [5] – od 0,5 do 0,7. W przypadkach, kiedy

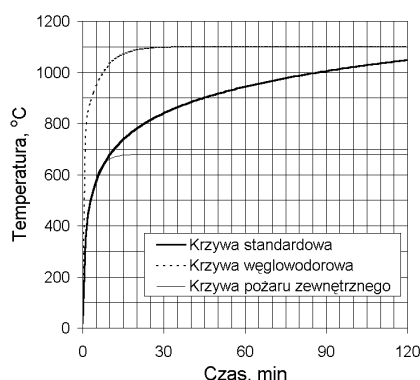
o wymiarach konstrukcji decydują warunki stanu granicznego użyteczności wartości współczynnika η będą nieco większe. W przypadku rozpatrywania słupów budynków, kiedy obciążenie stałe jest większe ze względu na dodanie ciężaru ścian, wartości współczynnika η również będą nieco większe.

2.4 Oddziaływania termiczne pożaru

W normach [11-13] zaleca się, aby oddziaływania termiczne pożaru określać rozpatrując tzw. pożary nominalne (normowe) lub bazować tzw. na koncepcji naturalnego bezpieczeństwa pożarowego (analizy procesów fizycznych zachodzących podczas pożaru).

Przyjęcie pożaru nominalnego jest zasadne do prowadzenia analiz zwykłych obiektów (np. mieszkalnych, biurowych lub użyteczności publicznej albo przemysłowych, ale o małych pomieszczeniach). Wykorzystuje się wtedy jedną z normowych krzywych temperatura-czas (rys. 3) [5]. Opisują one wzrost temperatury gazów w małym pomieszczeniu ogarniętym pożarem jednostrefowym, tzn. takim, w którym zakłada się równomierny rozkład temperatury w całej strefie.

Według [5], w analizach konstrukcji, w stosunku do których w przepisach są ustalone wymagania dotyczące odporności ogniowej można przyjmować, że pożar obliczeniowy jest określony krzywą standardową. Krzywa ta jest zatem najczęściej stosowana w badaniach odporności ogniowej elementów budowlanych lub w uproszczonych analizach obliczeniowych. Krzywa standardowa odwzorowuje umownie przebieg wzrostu temperatury gazów występujący podczas pożaru w zwykłym pomieszczeniu (np. mieszkalnym, biurowym lub użyteczności publicznej). Generalnie można zaryzykować stwierdzenie, iż krzywa ta stanowi w miarę bezpieczne oszacowanie temperatury panującej podczas pożaru.

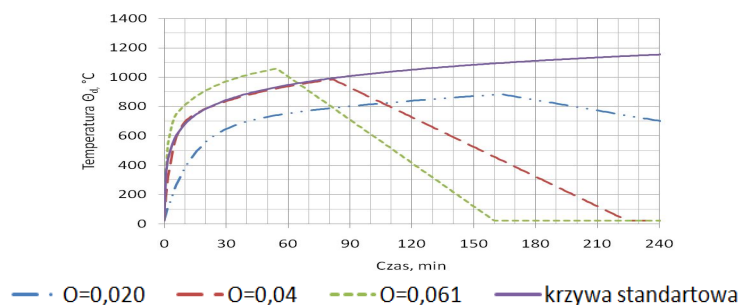


Rys.3. Normowe krzywe temperatura-czas [5]

Dokładniejszą prognozę przebiegu pożaru w małym pomieszczeniu (o powierzchni do 500 m², wysokości do 4 m) można uzyskać stosując tzw. parametryczne krzywe temperatura-czas [5]. Zapewniają one możliwość uwzględnienia wartości obciążenia ogniowego, geometrii pomieszczenia, liczby i wielkości otworów okiennych oraz rodzaju przegród ograniczających pomieszczenie. Przykładowy przebieg parametrycznych zależności temperatura-czas podano na rys. 4. W polskim załączniku do [5] nie zaleca się jednak stosowania tych zależności, podobnie jak innych uproszczonych modeli pożaru podanych w normie [5].

Bazowanie na koncepcji naturalnego bezpieczeństwa pożarowego jest zasadne podczas rozpatrywania pożarów w dużych obiektach, takich jak np.: wysokie hale sportowe lub produkcyjne, kościoły, duże atria w obiektach handlowych lub użyteczności publicznej. Podczas pożaru w dużym pomieszczeniu spaliny, na skutek mieszania się z chłodnym powietrzem najczęściej ulegają schłodzeniu. Dzięki temu pożar nie przybiera charakteru

przestrzennego, rozgorzenie występuje jedynie lokalnie, a temperatura w otoczeniu konstrukcji przekrycia jest przeważnie znacznie niższa od określonej np. krzywą standardową. Do realnego oszacowania przebiegu pożaru w dużym pomieszczeniu niezbędne jest przeanalizowanie zachodzących procesów fizycznych. Znajdują wtedy zastosowanie programy komputerowe bazujące na numerycznych analizach mechaniki płynów (tzw. CFD – computer fluid dynamics).



Rys. 4. Przebieg pożaru określonego krzywymi parametrycznymi w pomieszczeniu o gęstości obciążenia ogniowego $q_{t,d} = 1000 \text{ MJ/m}^2$, w zależności od wskaźnika otworów (O), ściany pomieszczenia wykonane z betonu lekkiego [15]

Warto jeszcze zwrócić uwagę, iż podczas projektowania konstrukcji dużych obiektów stosunkowo często problemy sprawia interpretacja nazw elementów konstrukcyjnych występujących w tablicy 1. W odniesieniu do „konstrukcji dachu” są tam postawione znacznie łagodniejsze wymagania niż w odniesieniu do „głównej konstrukcji nośnej”. Zaprojektowanie konstrukcji o dużej rozpiętości, spełniającej stosunkowo wysokie wymagania (np. R60 lub R120) w zakresie nośności ogniowej rozumianej jako odporność na działanie pożaru standardowego prowadzi zazwyczaj do znacznego wzrostu kosztów, a niekiedy jest nawet niemożliwe. Zdarza się zatem, iż projektant jest „poddawany presji”, aby bazować na wymaganiach stawianych w tablicy 1 w odniesieniu do „konstrukcji dachu”. Postępowanie takie jest zdaniem autora niewłaściwe. Nie uznanie np. dźwigarów o dużej rozpiętości za główną konstrukcję nośną hali może w niekorzystnej sytuacji okazać się błędem, który doprowadzi do spowodowania istotnego zagrożenia bezpieczeństwa dużej liczby osób.

Podczas projektowania na warunki pożarowe konstrukcji przekryć dużych obiektów szczególnie uzasadnione jest zatem bazowanie na koncepcji naturalnego bezpieczeństwa pożarowego. Przeanalizowanie przebiegu pożaru w dużym pomieszczeniu pozwala na realne oszacowanie temperatury, jaka może wystąpić w otoczeniu głównych elementów konstrukcji nośnej.

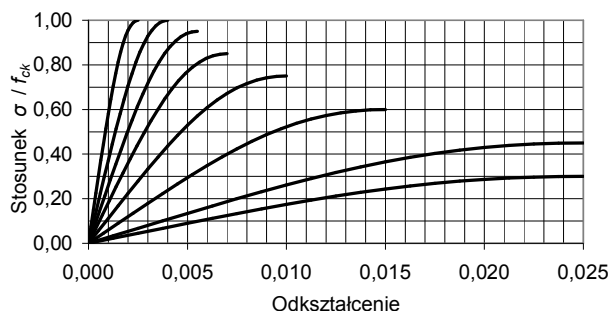
3 WPLYW WYSOKIEJ TEMPERATURY NA CECHY MECHANICZNE MATERIAŁÓW

3.1 Beton

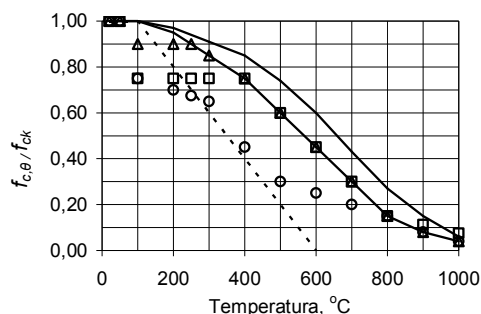
W normie [11], między innymi, jest podany matematyczny model zależności naprężenie-odkształcenie przy ścisaniu betonu w wysokich temperaturach oraz informacje na temat zmniejszenia wytrzymałości różnego rodzaju betonów na skutek ogrzewania.

Na rys. 5 przedstawiono, opracowane przez autora, na podstawie [11], zależności naprężenie-odkształcenie przy ścisaniu betonu z kruszywem o dużej zawartości krzemu, w temperaturach od 20 do 700°C. Zależności takie mogą być wykorzystane do prowadzenia zaawansowanych analiz konstrukcji żelbetowych w warunkach pożarowych. W przypadku stosowania uproszczonych metod analizy konstrukcji bardziej przydatne są zazwyczaj wykresy

opisujące jedynie względne zmniejszenie wytrzymałości betonu w funkcji temperatury. Wykresy takie, opracowane przez autora na podstawie danych zaczerpniętych z [11] podano na rys. 6.



Rys. 5. Zależności naprężenie-odkształcenie przy ściskaniu betonu z kruszywem o dużej zawartości krzemu [11] (linie ciągłe, licząc od góry, odpowiadają temperaturom wynoszącym odpowiednio 20, 100, 200, 300, 400, 500, 600 i 700 °C)



Rys. 6. Względne zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie w wysokiej temperaturze [11]: linia dolna – beton zwykły z kruszywem o dużej zawartości krzemu, linia górna – beton zwykły z kruszywem wapiennym, znaczniki – betony wysokiej wytrzymałości: Δ – C55/67, C60/75, \square – C70/85, C80/95, \circ – C90/105, linia przerywana – wytrzymałość betonu na rozciąganie

Z uwagi na złożoność przemian zachodzących w betonie podczas ogrzewania, reakcja betonu na działanie wysokiej temperatury nie zawsze musi być w pełni zgodne z tym, co można oszacować na podstawie wytycznych normowych. Niżej scharakteryzowano najważniejsze czynniki decydujące o obniżeniu wartości cech wytrzymałościowych betonu w konstrukcjach żelbetowych narażonych na działanie pożaru. Należy jednak podkreślić, iż ze względu na dużą różnorodność obecnie stosowanych betonów, w celu precyzyjnego prognozowania ich reakcji na działanie wysokiej temperatury, rodzaj betonu powinien być określony znacznie bardziej precyzyjnie niż jest to zwykle praktykowane podczas projektowania konstrukcji żelbetowych [16].

Betony wysokiej wytrzymałości, w wyniku ogrzewania tracą swe cechy wytrzymałościowe szybciej niż betony zwykłe [16-18]. W przypadku betonu o wytrzymałości na ściskanie wynoszącej około 100 MPa (rys. 5), już w temperaturze 200°C, można się spodziewać zmniejszenia wytrzymałości aż o 30%. Względne zmniejszenie wytrzymałości betonów zwykłych nie zależy ani od ich wytrzymałości w temperaturze pokojowej, ani od rodzaju zastosowanego cementu. Betony wykonane na bazie kruszyw o dużej zawartości krzemu są mniej odporne na działanie wysokiej temperatury niż betony wykonane na bazie kruszyw bazaltowych lub wapiennych [11, 16].

W betonie podczas ogrzewania jednocześnie występują przemiany chemiczne i fizyczne (termodynamiczne) oraz powstają uszkodzenia mechaniczne. Te pierwsze zachodzą w wyniku odpowiednio długotrwałego działania na beton wysokiej temperatury. Uszkodzenia mechaniczne są przede wszystkim związane z gwałtownym ogrzewaniem lub chłodzeniem betonu. Podczas nieustalonego przepływu ciepła w elementach betonowych powstają nieliniowe rozkłady

temperatury skutkujące powstawaniem tzw. naprężeń samorónowążących się. Nie powodują one deformacji elementu jako całości, a jedynie jego wewnętrzne wyężenie [10, 19].

Działanie na beton wysokiej temperatury nabiera istotnego znaczenia wtedy, kiedy osiąga ona wartość 100 °C. Po ogrzaniu betonu do temperatury, wynoszącej od około 500-600°C, występuje w nim na tyle duże zmniejszenie cech wytrzymałościowych, że z punktu widzenia analizy nośności konstrukcji żelbetowych w warunkach pożarowych lub po pożarze, beton ten przeważnie należy uznać za zniszczony. Procesy zachodzące w betonie w temperaturach przekraczających 600°C z praktycznego punktu widzenia nie mają już zatem tak istotnego znaczenia [10, 19].

Kiedy temperatura betonu osiąga 100°C paruje zawarta w nim woda, a miejsce występowania maksymalnego ciśnienia pary wodnej w porach betonu przemieszcza się od ogrzewanej powierzchni elementu w kierunku jego wnętrza. W temperaturze wynoszącej około 200-300°C w porach betonu wytwarza się tzw. korek wodny utrudniający przedostawanie się pary [16, 20]. Część betonu usytuowana na zewnątrz od miejsca występowania maksymalnego ciśnienia pary wodnej jest przez nie odpychana od wewnętrznej części elementu. W betonie powstają naprężenia rozciągające wywołane ciśnieniem pary wodnej. Najczęściej są one skierowane w przybliżeniu prostopadle do zewnętrznej, ogrzewanej powierzchni elementu. Oprócz naprężeń spowodowanych ciśnieniem pary wodnej w betonie mogą również wystąpić naprężenia rozciągające wywołane nierównomiernym rozkładem temperatury w przekroju lub naprężenia skierowane prostopadle do powierzchni zewnętrznej elementu, związane z istnieniem dużych naprężeń ściskających, najczęściej równoległych do powierzchni, pochodzących od obciążeń zewnętrznych.

W chwili, gdy wypadkowe naprężenia rozciągające występujące w betonie osiągną jego wytrzymałość na rozciąganie, może nastąpić oderwanie zewnętrznego fragmentu betonu. Zjawisko to nosi nazwę odpryskiwania termicznego betonu. W najniekorzystniejszym przypadku uwolnienie energii zgromadzonej w sprężonej parze wodnej oraz energii odkształcenia naprężonego betonu może skutkować gwałtownym odrzuceniem oderwanego fragmentu konstrukcji. Zjawisko to jest nazywane eksplozyjnym odpryskiwaniem betonu. Niekiedy zamiast gwałtownego odpryskiwania występuje jedynie systematyczne łuszczenie się powierzchni betonu. Wiele informacji na temat odpryskiwania termicznego betonu można znaleźć w polskim piśmiennictwie w pracach D. Gawina np. [21-23].

Wystąpieniu zjawiska odpryskiwania sprzyja: (1) duża wilgotność betonu (wg [11] przekraczająca 2,5-3%), (2) jego gęsta struktura (betony wysokiej wytrzymałości i samozagęszczalne), (3) gwałtowne ogrzewanie powierzchni elementu. W konstrukcjach żelbetowych na wystąpienie zjawiska odpryskiwania najbardziej są podatne: (1) naroża elementów, (2) miejsca, w których w betonie występują duże naprężenia ściskające równoległe do powierzchni (strefy ściskane belek lub słupów), (3) otulina zbrojenia w miejscach, w których jest skupiona duża liczba prętów (stanowią one dodatkową przegrodę powstrzymującą przepływ pary wodnej).

Odpryskiwanie betonu jest zjawiskiem bardzo niebezpiecznym, a na dodatek trudnym do uwzględnienia w praktycznych obliczeniach na warunki pożarowe. W wyniku odpryskiwania może wystąpić gwałtowne zmniejszenie przekroju słupów żelbetowych, prowadzące do istotnego obniżenia nośności. W elementach zginanych bardzo niebezpieczne może być odprysnięcie otuliny, skutkujące odsłonięciem zbrojenia i narażeniem go na bezpośrednie działanie wysokiej temperatury.

W celu zminimalizowania możliwości lub skutków odpryskiwania betonu stosuje się dodawanie do mieszanki włókien polipropylenowych, które topiąc się tworzą wolne przestrzenie umożliwiające wydostawanie się z betonu pary wodnej.

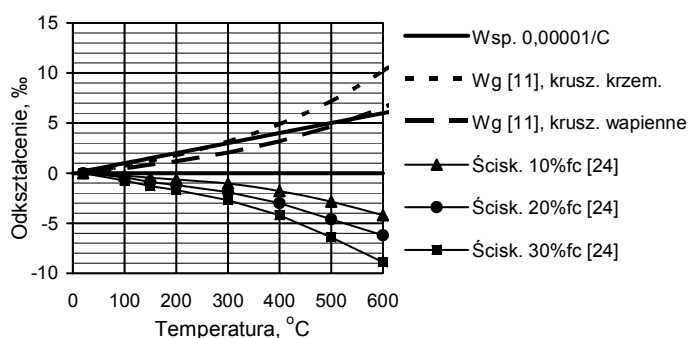
Na rys. 7 pokazano przykłady elementów, w których wystąpiło odpryskiwanie termiczne betonu.



Rys. 7. Wygląd elementów, w których wystąpiło odpryskiwanie termiczne betonu (fot. autora)

Podczas ogrzewania betonu do wysokiej temperatury kurcząca się matryca cementowa "dopasowuje się" do ziaren kruszywa zwiększających swoją objętość. Jeżeli w betonie występują wtedy naprężenia ściskające to zamiast się wydłużać, poddaje się on działaniu obciążenia i w konsekwencji skraca się. Zjawisko to nosi nazwę pelzania termicznego [20, 24].

Na rys.8 podano wykresy przedstawiające skrócenie betonu ściskanego (wg [24]) oraz wydłużenie betonu nieobciążonego, w funkcji temperatury.



Rys. 8. Odształcenie termiczne betonu ściskanego [24] i nieobciążonego [11]

Z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych narażonych na działanie pożaru, wpływ pelzania termicznego betonu jest najczęściej korzystny, ponieważ dzięki temu zjawisku może wystąpić redystrybucja sił wewnętrznych w konstrukcji lub redystrybucja naprężeń w przekroju, skutkująca opóźnieniem wyczerpania nośności. Nieuwzględnienie pelzania termicznego betonu w zaawansowanych obliczeniach konstrukcji może jednak spowodować, iż uzyskane wyniki nie będą w pełni wiarygodne.

Od dawna jest uznana prawidłowość, iż występowanie w betonie naprężeń ściskających, o wartościach w przedziale od około 20 do 40% jego wytrzymałości na ściskanie, powoduje powstrzymanie tempa jej zmniejszania się podczas ogrzewania [25].

Zdaniem autora korzystny wpływ naprężeń ściskających na spowolnienie obniżania się wytrzymałości betonu podczas ogrzewania można tłumaczyć następująco [10]: po pierwsze w ściskanym betonie jest utrudnione wystąpienie przemian chemicznych i fizycznych skutkujących zwiększaniem się objętości materiału, po drugie, ze względu na pelzanie termiczne betonu, w próbkach obciążonych, podczas ogrzewania, występuje redystrybucja naprężeń skutkująca zwiększeniem siły niszczącej uzyskiwanej jako wynik badania.

Po ochłodzeniu wytrzymałość betonu rozgrzanego do wysokiej temperatury jest najczęściej niższa od występującej w wysokiej temperaturze. Dzieje się tak, ponieważ po osiągnięciu wysokiej temperatury w betonie, podczas jego chłodzenia w dalszym ciągu występuje niszczenie struktury. Jeżeli chłodzenie przebiega powoli, to wysoka temperatura utrzymuje się w betonie dłużej, co skutkuje dłuższym zachodzeniem w nim niekorzystnych

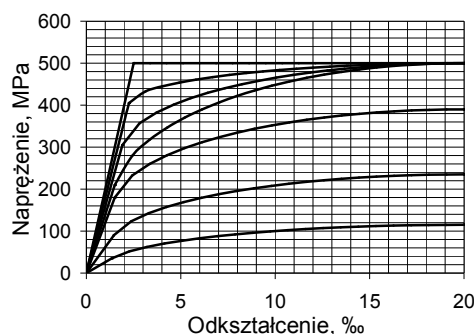
przemian chemicznych i fizycznych. Jeżeli natomiast chłodzenie przebiega gwałtownie, to w betonie, na skutek występowania dużych gradientów temperatury mogą powstawać uszkodzenia mechaniczne.

Należy zwrócić uwagę, że ze względu na bezwładność termiczną betonu, po zakończeniu pożaru, a więc po zakończeniu bezpośredniego działania wysokiej temperatury na zewnętrzne powierzchnie elementu konstrukcyjnego, miejsce występowania maksymalnej temperatury nadal przemieszcza się w kierunku wnętrza przekroju, powodując dalsze niszczenie struktury betonu w środkowej części przekroju, nawet przez kilka godzin po zakończeniu pożaru [10].

3.2 Stal konstrukcyjna i zbrojeniowa

Problem wpływu wysokiej temperatury na cechy mechaniczne stali konstrukcyjnej i zbrojeniowej przedstawiono w jednym punkcie, ponieważ zarówno z na podstawie wyników badań eksperymentalnych [np. 26-28], jak i modeli matematycznych podanych w [11, 12] można wnioskować, iż zachowanie się obu rodzajów stali jest zbliżone.

Na rys. 9 przedstawiono przykładowo wykresy zależności naprężenie-odkształcenie przy rozciąganiu stali w wysokich temperaturach, opracowane przez autora na podstawie modeli [11, 12], dotyczące stali (konstrukcyjnej lub zbrojeniowej poddanej obróbce na ciepło) o charakterystycznej granicy plastyczności $f_{yk} = 500$ MPa.

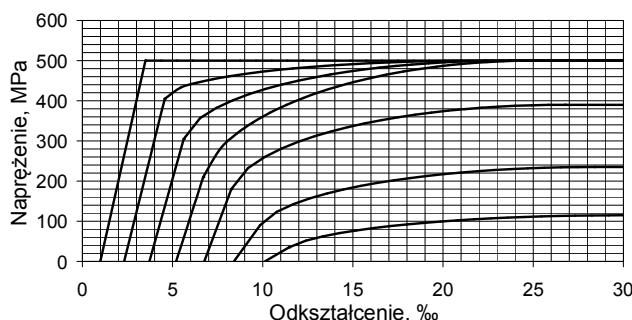


Rys. 9. Wykresy naprężenie-odkształcenie przy rozciąganiu stali w wysokich temperaturach ($f_{yk} = 500$ MPa, obróbka na ciepło; kolejne linie, licząc od góry, odpowiadają temperaturom wynoszącym 100, 200, 300, 400, 500, 600 i 700 °C)

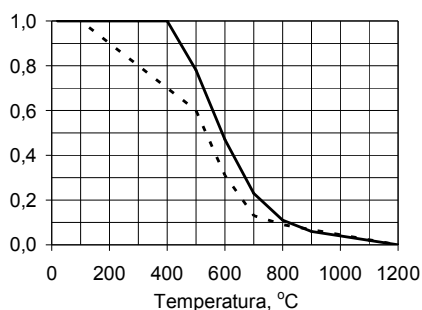
Modele podane w [11, 12] opracowano na podstawie badań przeprowadzonych w warunkach ustalonej temperatury [29]. Zależności przedstawione na rys. 9 nie uwzględniają zatem swobodnej wydłużalności termicznej stali. W praktyce elementy konstrukcyjne są zazwyczaj wyężone przed rozpoczęciem pożaru. Zjawisko to lepiej odwzorowują zatem badania prowadzone w warunkach ustalonego wyężenia stali ogrzewanej w tempie zbliżonym do spodziewanego podczas pożaru [30]. Wynikiem takiego badania jest suma wydłużeń próbki spowodowanych jednoczesnym działaniem naprężeń i wysokiej temperatury oraz swobodnego wydłużenia termicznego stali. Na rys. 10 przedstawiono zależności naprężenie-odkształcenie powstałe w wyniku dodania swobodnej wydłużalności termicznej stali do wykresów zaczerpniętych z rys. 9 [30]. Zależności te mogą być wykorzystane do prowadzenia zaawansowanych analiz obliczeniowych konstrukcji w warunkach pożarowych.

Do prowadzenia uproszczonych analiz konstrukcji bardziej przydatne mogą być zależności opisujące względne zmniejszenie wytrzymałości stali na rozciąganie w funkcji temperatury (rys. 11 [11, 12]). Na rys. 11 podano też wykres modułu sprężystości stali opracowany na podstawie modelu [11, 12]. W warunkach pożarowych obniżenie siecznego modułu sprężystości może być jednak większe, ze względu na swobodną odkształcalność termiczną stali (por. rys. 9 i 10). W analizach konstrukcji należy zatem brać pod uwagę, iż pomimo braku obniżenia

wytrzymałości stali w temperaturach nie przekraczających 400°C, odkształcenia elementów mogą być istotnie większe od występujących w temperaturze pokojowej.



Rys. 10. Wykresy naprężenie-odkształcenie przy rozciąganiu stali w wysokich temperaturach, uwzględniające swobodne wydłużenie termiczne stali ($f_{yk} = 500$ MPa, obróbka na ciepło; kolejne linie, licząc od góry, odpowiadają temperaturom wynoszącym 100, 200, 300, 400, 500, 600 i 700 °C)



Rys. 11. Względne zmniejszenie wytrzymałości (linia ciągła) oraz modułu sprężystości stali (linia przerywana) w zależności od temperatury (stal konstrukcyjna [12] lub zbrojeniowa poddana obróbce na ciepło [11])

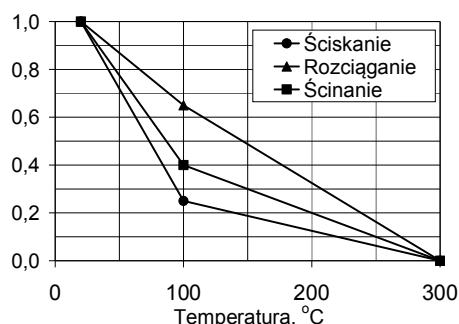
3.3 Drewno

W odróżnieniu od betonu i stali, drewno jest materiałem mogącym brać udział w pożarze, a niekiedy istotnie przyczyniać się do jego rozwoju. W analizach konstrukcji drewnianych w warunkach pożarowych należy uwzględniać zarówno ubytek przekroju elementu spowodowany zwęglaniem się jego zewnętrznej części, jak również obniżenie wytrzymałości niezwęglonego wnętrza spowodowane wysoką temperaturą.

W tabelicy 4 podano obliczeniowe prędkości zwęglania powierzchni elementów narażonych na działanie pożaru standardowego [13]. Na rys. 12 przedstawiono współczynnik względnej redukcji wytrzymałości drewna iglastego w funkcji temperatury [13].

Tabela 4. Obliczeniowa prędkość zwęglania drewna w warunkach pożaru standardowego [13]; β_0 – zwęglanie jednokierunkowe, β_n – zwęglanie z uwzględnieniem wpływu zaokrąglenia naroży

	β_0 mm/min	β_n mm/min
Drewno iglaste i bukowe klejone warstwowo, o gęstości charakt. ≥ 290 kg/m ³	0,65	0,70
Drewno iglaste i bukowe lite, o gęstości charakt. ≥ 290 kg/m ³	0,65	0,80
Drewno liściaste lite lub klejone warstwowo o gęstości charakt. równej 290 kg/m ³	0,65	0,70
Drewno liściaste lite lub klejone warstwowo o gęstości charakt. ≥ 450 kg/m ³	0,50	0,55
Sklejka o gęstości charakt. ≥ 450 kg/m ³	1,00	–
Płyty drewnopochodne inne niż sklejka o gęstości charakt. ≥ 450 kg/m ³	0,90	–



Rys. 12. Współczynnik względnej redukcji wytrzymałości drewna iglastego wzdłuż włókien [13].

4 ZAPEWNIENIE WYMAGANEJ ODPORNOŚCI OGNIOWEJ KONSTRUKCJI

4.1 Konstrukcje betonowe

W projektowaniu prostych obiektów o konstrukcji żelbetowej wystarczające jest wykorzystanie tablic [11], w których w zależności od rodzaju elementu i wymaganej odporności ogniowej są podane minimalne wymiary przekroju i minimalna odległość środka ciężkości przekroju zbrojenia od krawędzi przekroju elementu. Generalnie można stwierdzić, iż prognoza odporności ogniowej elementów żelbetowych dokonana na podstawie tablic jest w miarę bezpieczna. Jest tak głównie dlatego, iż wartości podane w tablicach określono na podstawie wyników obliczeń, w których, między innymi przyjęto $\eta = 0,7$.

Wykorzystując tablice [11] trzeba mieć jednak świadomość, iż odpowiednio duże wymiary przekroju elementu mają istotne znaczenie jedynie wtedy, kiedy o wyczerpaniu nośności decyduje zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej. Odpowiednie osłonięcie zbrojenia betonem jest istotne tylko wtedy, kiedy o zniszczeniu elementu decyduje uplastycznienie prętów.

Dobrym narzędziem do prowadzenia dokładniejszych analiz konstrukcji żelbetowych w warunkach pożarowych jest metoda izotermy 500°C [11]. Odnosi się ona do działania pożaru standardowego. W podstawowym założeniu metody jest pominięcie części przekroju, której temperatura przekracza 500°C. W części przekroju o niższej temperaturze nie uwzględnia się zmniejszenia wytrzymałości betonu spowodowanej ogrzewaniem. W ten sposób w metodzie izotermy 500°C rozpatruje się przekrój o zredukowanych wymiarach, z wytrzymałością charakterystyczną betonu – taką samą jak w temperaturze pokojowej. Zmniejszenie wytrzymałości stali przyjmuje się w zależności od temperatury prętów, niezależnie od tego, czy są one usytuowane wewnątrz, czy na zewnątrz obszaru ograniczonego położeniem izotermy 500°C.

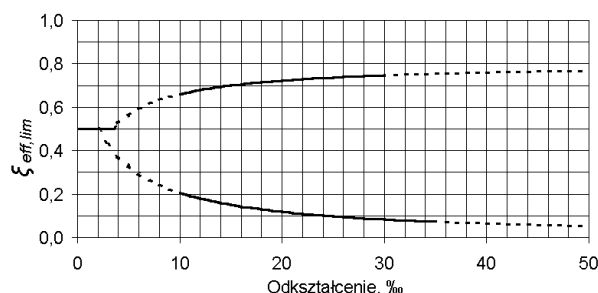
Do obliczania nośności przekrojów żelbetowych metodą izotermy 500°C jest rekomendowany sposób uproszczony bazujący na założeniu, że wykres naprężeń ściskających w betonie ma kształt prostokąta [11]. Sposób ten wymaga określenia wartości granicznej względnej wysokości strefy ściskanej przekroju wg wzoru:

$$\xi_{eff,lim} = 0,8 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}, \quad (6)$$

w którym ε_c i ε_s oznaczają bezwzględne wartości granicznych odkształceń betonu i stali.

W warunkach pożarowych, na skutek wpływu wysokiej temperatury odkształcenia betonu lub stali mogą być dużo większe od występujących w zwykłych warunkach. Konieczne jest zatem uwzględnienie wpływu dużych odkształceń materiałów na wartości $\xi_{eff,lim}$ przyjmowane do obliczeń [10]. Na rys. 13 przedstawiono wykresy wartości $\xi_{eff,lim}$ obliczonych ze wzoru (6) w przypadkach gdy na działanie wysokiej temperatury jest narażona tylko jedna strona

przekroju (ściskana albo rozciągana), tzn. tylko jedno z odkształceń występujących we wzorze (6) może przyjmować zwiększone wartości.



Rys. 13. Wartość graniczna względnej efektywnej wysokości strefy ściskanej przekroju: wykres górny – ogrzewana strefa ściskana, $\varepsilon_s = 2,1\text{‰}$, na osi poziomej odłożono odkształcenie ε_c , wykres dolny – ogrzewana strefa rozciągana, $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$, na osi poziomej odłożono odkształcenie ε_s [10]

Ze względu na występujące w wysokich temperaturach duże odkształcenia betonu i stali, do obliczeń nośności przekrojów rozpatrywanych w sytuacji pożaru należy przyjmować inne wartości graniczne względnej efektywnej wysokości strefy ściskanej przekroju od tych, które są zwykle przyjmowane w zwykłych warunkach [10].

- W przypadku, gdy na działanie wysokiej temperatury jest narażona tylko strefa ściskana przekroju można przyjmować $\xi_{eff,lim} = 0,70$.
- W przypadku, gdy na działanie wysokiej temperatury narażony jest cały obwód przekroju można przyjmować $\xi_{eff,lim} = 0,35-0,40$.
- W przypadku, gdy na działanie wysokiej temperatury narażona jest tylko strefa rozciągana przekroju, można przyjmować wartości $\xi_{eff,lim}$ podane w tabelicy 5, w zależności od temperatury zbrojenia.

Tabela 5. Wartości $\xi_{eff,lim}$ w zależności od temperatury zbrojenia – ogrzewana strefa rozciągana

Temperatura, °C	100	200	300	400	500	600	700	800
$\xi_{eff,lim}$	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	0,00

4.2 Konstrukcje stalowe

Stal narażona na działanie wysokiej temperatury nagrzewa się bardzo szybko. Z tego powodu nośność ogniowa elementów stalowych jest bardzo mała. Niezabezpieczone elementy stalowe, narażone na działanie pożaru rozwiniętego (lub pożaru standardowego), ulegają zazwyczaj zniszczeniu w czasie od kilku do kilkunastu minut. W analizach nieosłoniętych elementów stalowych najczęściej przyjmuje się, że rozkład temperatury w przekroju jest równomierny. Końcowym etapem analizy jest wtedy porównanie temperatury panującej w przekroju z temperaturą krytyczną, tzn. taką, w której występuje stan graniczny nośności.

W tabelicy 6 podano temperatury występujące w przekrojach elementów stalowych ogrzewanych wg krzywej standardowej, w zależności od wskaźnika ekspozycji przekroju U/A [31]. W tabelicy 7 podano temperatury krytyczne w zależności od wskaźnika wykorzystania przekroju [12].

Tabela 6. Temperatury w przekrojach elementów stalowych ogrzewanych wg krzywej standardowej [31]

Czas, min	Temperatura powietrza, °C	$U/A, m^{-1}$				
		30	50	100	150	200
15	739	236	347	534	632	700
30	842	493	648			

Tablica 7. Temperatura krytyczna ($\theta_{a,cr}$) w zależności od wskaźnika wykorzystania przekroju (μ_0) [12]

μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,40	620	0,60	554	0,80	496

W obiektach, w których jest wymagane, aby elementy konstrukcji miały odporność ogniową wynoszącą przynajmniej 30 minut, konieczne jest odpowiednie zabezpieczenie elementów stalowych. W tym celu są stosowane farby pęczniące, ogniochronne warstwy natryskowe oraz okładziny z wełny mineralnej lub różnego rodzaju płyt.

W przypadku prognozowania odporności ogniowej przekryć stalowych nad dużymi przestrzeniami, np. halami sportowymi lub w obiektach użyteczności publicznej, zasadne jest przeprowadzenie obliczeniowej oceny nośności ogniowej konstrukcji bazującej na zastąpieniu pożaru standardowego „łagodniejszym” modelem odwzorowującym rzeczywiste temperatury, jakie mogą wystąpić w otoczeniu elementów konstrukcyjnych.

4.3 Konstrukcje drewniane

Uproszczone zapewnienie bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji drewnianych najczęściej sprowadza się do opóźnienia zapalenia (zwęglania) się materiału. W obiektach, w których jest wymagane zapewnienie odporności ogniowej elementów drewnianych, podobnie jak w przypadku konstrukcji stalowych, elementy powinny być osłonięte przed działaniem wysokiej temperatury. W tym celu stosuje się okładziny z płyt mineralnych, gipsowo-kartonowych lub z wełny kamiennej. Podczas rozpatrywania wpływu pożaru na obudowane elementy drewniane często uwzględnia się czas (t_{ch}) opóźnienia zwęglania się przekroju, zależny od zastosowanego zabezpieczenia [13].

W obliczeniach konstrukcji drewnianych na warunki pożarowe uwzględnia się zarówno ubytek przekroju elementu spowodowany zwęglaniem jego zewnętrznej części, jak również spowodowane działaniem wysokiej temperatury, obniżenie wytrzymałości drewna w nie zwęglonej wewnętrznej części przekroju.

W przypadku prognozowania odporności ogniowej przekryć o konstrukcji drewnianej nad dużymi przestrzeniami, np. basenami lub halami sportowymi, zasadne jest przeprowadzenie obliczeniowej oceny nośności ogniowej konstrukcji, bazującej na zastąpieniu pożaru standardowego „łagodniejszym” modelem odwzorowującym rzeczywiste temperatury, jakie mogą wystąpić w otoczeniu elementów konstrukcyjnych.

5 PODSUMOWANIE

- W projektowaniu na warunki pożarowe prostych obiektów, takich jak np. budynki mieszkalne, biurowe lub użyteczności publicznej o niedużych pomieszczeniach, wystarczająco dokładne jest prognozowanie odporności (nośności) ogniowej elementów na podstawie wymagań podanych w tablicach lub deklaracji producentów wyrobów budowlanych.
- W projektowaniu obiektów użyteczności publicznej oraz hal produkcyjnych o dużych wolnych przestrzeniach lub obiektów, w których występuje szczególne zagrożenie bezpieczeństwa ludzi, zastosowanie prostych wymagań może prowadzić do uzyskania niezadowolających rozwiązań. Wtedy zasadne jest rozpatrywanie pożaru jako wyjątkowej sytuacji obliczeniowej konstrukcji.
- Przeanalizowanie konstrukcji w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru sprowadza się do porównania obliczeniowego efektu oddziaływań - mniejszego od występującego w sytuacji trwałej, z nośnością obliczeniową konstrukcji, która na początku pożaru jest

- większa od określonej w sytuacji trwałej, a następnie, w miarę czasu trwania pożaru, obniża się, aż do wystąpienia obliczeniowego stanu granicznego nośności.
- W celu zaprojektowania konstrukcji na warunki pożarowe jest konieczne: (1) określenie oddziaływań występujących w sytuacji pożaru, (2) określenie scenariusza pożaru oraz przyjęcie odpowiadającego mu modelu, (3) obliczenie wzrostu temperatury w wytypowanych miejscach konstrukcji, wywołanego działaniem przyjętego modelu pożaru, (4) uwzględnienie obniżenia wartości cech wytrzymałościowych materiałów, spowodowanego wysoką temperaturą, (5) sprawdzenie warunku stanu granicznego nośności.
 - Z praktycznego punktu widzenia projektowania na warunki pożarowe obiektów o dużych wolnych przestrzeniach, często zasadne jest zastąpienie pożaru standardowego modelem, który bardziej adekwatnie odwzorowuje temperatury mogące rzeczywiście wystąpić w otoczeniu głównych elementów konstrukcyjnych.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich w sprawie zbliżenia ustaw i aktów prawnych Państw Członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych (89/106/EEC). Dziennik Urzędowy Wspólnot Europejskich. L40/12, 11.2.1989. Lub ITB, Warszawa 1994.
- [2] Prawo budowlane. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. (Tekst jednolity Dz. U. Nr 207/2003, poz. 2016, z późn. zm.).
- [3] Dokument interpretacyjny do Dyrektywy 89/106/EEC dotyczącej wyrobów budowlanych. Wymaganie podstawowe nr 2 "Bezpieczeństwo Pożarowe". ITB, Warszawa 1995.
- [4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 75 z dnia 15.06.2002 r., poz. 690 (z późn. zmianami; ostatnia 12.03.2009).
- [5] PN-EN 1991-1-2; 2006: Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje; Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- [6] PN-EN ISO 13043: 2002; Bezpieczeństwo pożarowe – terminologia.
- [7] PN-EN 1363-1; 2001: Badania odporności ogniowej; Część 1: Wymagania ogólne.
- [8] PN-EN 1365-2; 2002: Badania odporności ogniowej elementów nośnych; Część 2: Stropy i dachy.
- [9] PN-EN 1990; 2004: Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [10] Kowalski R.: Obliczeniowa ocena nośności zginanych elementów żelbetowych w sytuacji pożaru. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Prace naukowe. Budownictwo, z. 149, 2008.
- [11] PN-EN 1992-1-2; 2008: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu; Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [12] PN-EN 1993-1-2; 2007: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych; Część 1-2: Reguły ogólne. Obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
- [13] PN-EN 1995-1-2; 2008: Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych; Część 1-2: Postanowienia ogólne. Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
- [14] PN-EN 1991-1-1; 2004: Eurokod 1; Oddziaływania na konstrukcje; Część 1-1: Oddziaływania ogólne; Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [15] Abramowicz M., Kowalski R., Wróbel P.: Przebieg pożaru obliczeniowego, kontrolowanego przez wentylację, określonego na podstawie parametrycznych krzywych temperatura-czas. Theoretical Foundations of Civil Engineering. 17th Polish-Ukrainian-Lithuanian Transactions. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej 2009, s. 343-350.

- [16] fib Bulletin 38/2007. Fire design for concrete structures – materials, structures and modelling.
- [17] Bamonte P., Gambarova P.G., Meda A.: Today's concretes exposed to fire – test results and sectional analysis. *Structural Concrete. J. of the fib.* 2008, Vol. 9, No 1, p. 19-29.
- [18] Hertz. K.D.: Concrete Strength for fire safety design. *Magazine of Concrete Research*, 2005, Vol. 57, No. 8, p. 445-453.
- [19] Kowalski R.: Wpływ wysokiej temperatury na cechy mechaniczne betonu. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 10/2010, str. 533-538.
- [20] Houry G.A., Majorana C.E., Pesavento F., Schrefler B.A.: Modelling of heated concrete. *Magazine of Concrete Research*, 2002, Vol. 54, No. 2, p. 77-101.
- [21] Gawin D., Witek A., Pesavento F.: Numeryczna analiza różnych metod zabezpieczania konstrukcji betonowych przed termicznym odpryskiwaniem w warunkach pożarowych. *Mat. z. Konferencji Naukowo-Technicznej Awaryjne budowlane, Szczecin-Międzyzdroje* 2005, s. 207-214.
- [22] Gawin D., Witek A., Pesavento F.: O ochronie betonowej obudowy tunelu przed zniszczeniem w warunkach pożaru – wyniki projektu UPTUN. *Inżynieria i Budownictwo* nr 11/2006, str. 622-625.
- [23] Gawin D., Witak A., Koniorczyk M., Witczak K.: Ochrona betonowej obudowy tunelu przed zniszczeniem w warunkach pożaru – wyniki europejskiego programu badawczego UPTUN. *Mat. z. Konferencji Naukowej Krynica 2006, Tom III*, s. 31-38.
- [24] Houry G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E.: Strain of concrete during first heating to 600 C under load. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 37, No. 133, 1985, p. 195-215.
- [25] Abrams M.S.: *Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F.* ACI Publication SP25, paper SP25-2, Detroit 1971.
- [26] Elghazouli A.Y., Cashell K.A., Izzuddin B.A.: Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature. *Fire Safety Journal*, 44, 2009; p.909-919.
- [27] Hertz K.D.: Quenched reinforcement exposed to fire. *Magazine of Concrete Research*, Vol.58, No. 1, 2006; p.43-48.
- [28] Schneider R., Lange J.: Constitutive Equations and Empirical Creep Law of Structural Steel S460 at High Temperature. 6th International Conference Structures in Fire. Michigan State University, USA 2010. DEStech Publications Inc., p. 703-710.
- [29] Anderberg, Y.: Modelling Steel Behaviour. *Fire Safety Journal*, 13, 1988; p.17-26.
- [30] Abramowicz M., Kowalski R.: Stress-strain relationship of reinforcing steel subjected to tension and high temperature. *International Conference: Applications of Structural Fire Engineering, Prague 2009; Conf. Proc.* p.134-139.
- [31] Kosiorek M.: *Bezpieczeństwo pożarowe budynków. W: Budownictwo ogólne, Tom 2, Fizyka Budowli, Praca zbiorowa pod red. P. Klemma, Arkady, Warszawa 2006.*

FIRE DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

Summary

The paper presents fundamental information on fire design of building structures. Legal requirements for such design have been indicated. The necessity of treating a fire as an extreme case of calculation procedure has been highlighted. Stages of structural analysis in fire conditions have been discussed, fire models used most frequently presented and the values of immediate actions during analyses given. Basic information on the effect of high temperature on structural materials such as concrete steel and timber has been provided. Essential aspects of fire design of building structures have been characterized.

Marek ŁAGODA¹

Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa
Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury

MOSTY STALOWE I ZESPOLONE STALOWO-BETONOWE

STRESZCZENIE

W artykule szczególną uwagę zwrócono na różnice zachodzące pomiędzy dotychczasową praktyką projektowania w Polsce stalowych i zespolonych mostów, a regułami i zasadami projektowania zgodnie z Eurokodami EC3 -2 „Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 2: Mosty stalowe” i EC4 -2 "Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych – Część 2: Ogólne reguły i reguły dla mostów”. Przedstawiono podstawy projektowania, materiały, kryteria wytrzymałościowe, stany graniczne nośności i stany graniczne użyteczności. Specjalna uwaga została skierowana na skutki uwzględnienia sztywności betonu rozciąganego w mostach zespolonych. W dotychczasowej praktyce projektowej rzadko była brana pod uwagę sztywność zarysowanej płyty pomostu pod wpływem naprężeń rozciągających. W ten sposób znacznie zmniejszana była teoretyczna trwałość i obliczeniowa sztywność konstrukcji mostu. W wielu mostach zespolonych, zwłaszcza w układach ciągłych, płyty betonowe pomostu są rozciągane w obszarach momentów ujemnych. Naprężenia rozciągające mogą wywołać rysowanie płyt, wpływając na sztywność konstrukcji. W artykule przedstawiono procedurę, według Eurokodu 4, dotyczącą projektowania mostów zespolonych z rozciąganymi płytami betonowymi pomostu.

Słowa kluczowe: mosty stalowe, mosty zespolone, projektowanie, Eurokody

1 WPROWADZENIE

Eurokody stanowią bardzo logiczny i kompleksowy system normalizacyjny. Pierwsze wersje odnoszące się do mostów stalowych [1] pojawiły się już w latach 70, do mostów zespolonych [2] w latach 80 ubiegłego stulecia. Przez minione dziesiątki lat były modyfikowane i doskonalone. W roku 1975 Komisja Wspólnoty Europejskiej ustaliła program działań w zakresie budownictwa, którego celem było usunięcie przeszkód technicznych w handlu i harmonizacja specyfikacji technicznych. W ramach tego programu działań Komisja podjęła inicjatywę utworzenia zbioru zharmonizowanych reguł technicznych, dotyczących projektowania konstrukcji, które to reguły początkowo miałyby służyć jako alternatywne do reguł krajowych, obowiązujących w państwach członkowskich. Przez piętnaście lat Komisja, korzystając z pomocy komitetu wykonawczego, złożonego

¹ mlagoda@ibdim.edu.pl; m.lagoda@pollub.pl

z przedstawicieli państw członkowskich, prowadziła prace nad realizacją programu Eurokodów, co doprowadziło do pierwszej generacji Norm Europejskich. W celu zapewnienia Eurokodom statusu Norm Europejskich (EN) Komisja i państwa członkowskie UE i EFTA zdecydowały w 1989 r. przenieść opracowanie i publikację Eurokodów do Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego (CEN). Wzajemne powiązania Eurokodów oraz budowę norm krajowych, wdrażających eurokody przedstawiono w [3]. Obecnie obowiązujące wersje Eurokodów pod względem naukowym i merytorycznym są dobrze opracowane i umożliwiają projektowanie konstrukcji mostów zdecydowanie lepiej niż według starych, krajowych norm.

2 NOWOŚCI W PROJEKTOWANIU MOSTÓW STALOWYCH I ZESPOLONYCH WEDŁUG EUROKODÓW

2.1 Postanowienia ogólne, wspólne dla mostów stalowych i zespolonych

Nowe, europejskie normy projektowania mostów stalowych i zespolonych bardzo istotnie różnią się od dotychczas obowiązującej w Polsce praktyki projektowania. W tej chwili jedna z nowych, podstawowych zasad projektowania mostów stalowych i zespolonych stalowo-betonowych zakłada, że przewidywany czas pracy mostu stałego wynosi 100 lat, ale z uwzględnieniem obowiązku odpowiedniego utrzymywania i konserwacji obiektu. Oczywiście nie dla wszystkich elementów konstrukcji mostu, nie mówiąc już o elementach wyposażenia, możliwe jest zapewnienie stułetniej żywotności. Są to np. liny podwieszające i ich zakotwienia w mostach podwieszonych, łożyska itp. W takim przypadku projekt powinien przewidzieć ich wymianę bez większych zakłóceń w normalnym użytkowaniu obiektu. Ponadto elementy konstrukcyjne, do których mocowane jest wyposażenie, muszą być tak projektowane, aby uszkodzenie wyposażenia nie powodowało zniszczenia nośnej konstrukcji mostu, do której jest ono przymocowane. Na przykład uszkodzenie bariery energochłonnej uderzeniem pojazdu nie może spowodować zniszczenia elementu konstrukcyjnego mostu, do którego ta bariera jest przymocowana.

W projektowaniu należy sprawdzać sytuacje obliczeniowe w kolejności ich występowania na obiekcie od momentu rozpoczęcia jego montażu. Efekty oddziaływań (siły wewnętrzne, naprężenia, odkształcenia itp.) określa się przy stosowaniu ogólnej analizy sprężystej lub analizy nieliniowej z uwzględnieniem wpływu deformacji, gdy ich efekty są znaczące (powyżej 10%). W Eurokodach 3 i 4 [1, 2] zakłada się, że efekty oddziaływań można obliczać na podstawie globalnej analizy sprężystej, nawet wtedy, gdy nośność przekroju obliczana jest przy założeniu nieliniowości fizycznych materiałów lub kiedy projektant dopuszcza uplastycznienie przekroju. Dotychczas przy projektowaniu mostów stalowych i zespolonych najczęściej uzyskiwane były przekroje klasy czwartej. W świetle eurokodów możemy projektować przekroje niższych klas, nawet klasy pierwszej i w konsekwencji stosować analizę lokalną sprężysto-plastyczną, a nawet lokalną analizę plastyczną. Globalną analizę plastyczną można stosować, jeśli elementy wykazują wystarczającą zdolność obrotową, wymaganą ze względu na redystrybucję momentów zginających oraz pod warunkiem, że można zapewnić stabilność elementów w miejscach przegubów plastycznych. Analizę sztywno-plastyczną można stosować, jeśli efekty towarzyszące deformacjom (np. efekty drugiego rzędu) są pomijalnie małe.

Dotychczas projektanci konstrukcji mostowych mieli do czynienia ze stanem granicznym nośności przekroju, teraz Eurokod nakazuje sprawdzać cztery stany graniczne nośności. Pierwszy stan graniczny związany z nośnością odnosi się do równowagi całej konstrukcji i jest nazywany „EQU” (Equilibrium). Oznacza to, że w obliczeniach, zgodnie z eurokodami, występuje konieczność uwzględniania stanów montażowych oraz wszystkich rodzajów obciążeń wyjątkowych. Sprawdzenie dotyczy stateczności całej konstrukcji mostu

i jej elementów. Najczęściej obliczenia należy przeprowadzać z uwzględnieniem teorii drugiego rzędu, ponieważ w czasie montażu występują duże odkształcenia i przemieszczenia. Musimy tu uwzględnić działania efektów dynamicznych, w tym działanie wiatru.

Drugi stan graniczny nośności jest związany z wytrzymałością i nazywa się „STR” (Strength). Ten właśnie stan dotąd był sprawdzany według starych, krajowych norm.

Obecnie doszedł jeszcze trzeci stan, nazywany „GEO” (Geotechnical). Polega on na tym, że sprawdza się otoczenie mostu z punktu widzenia geotechniki. Stanu „GEO” nie należy mylić ze sprawdzaniem fundamentów, ponieważ te traktuje się jak integralną część konstrukcji mostowej i wszystkie stany graniczne dotyczą ustroju niosącego, podpór i fundamentów. Natomiast stan „GEO” jest sprawdzeniem, czy nie następuje zniszczenie bądź nadmierne odkształcenie podłoża w otoczeniu mostu.

Projektowanie mostów stalowych i zespolonych obejmuje również ocenę zmęczenia i stąd czwarty stan graniczny nośności „FAT” (Fatigue), sprawdzający zmęczenie. Przy sprawdzaniu stanu granicznego zmęczenia stosuje się globalną analizę sprężystą.

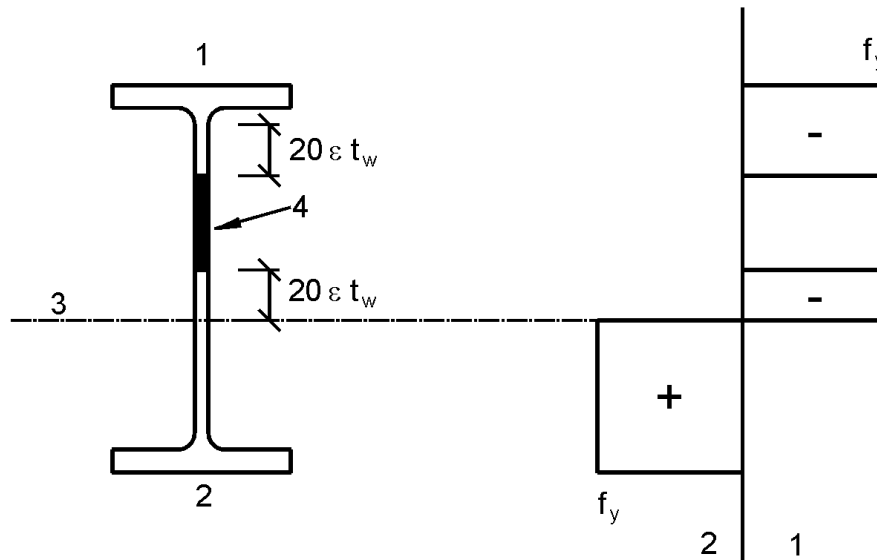
Stany graniczne użyteczności dotyczą zaś funkcji obiektu inżynierskiego, a przede wszystkim komfortu użytkownika, jak również wyglądu zewnętrznego. Stanów granicznych użyteczności jest wiele. W każdej krytycznej sytuacji obliczeniowej należy wyznaczać wartości obliczeniowe efektów oddziaływań E_d , stosując kombinację oddziaływań, które mogą wystąpić jednocześnie. Ich sprawdzenie polega na porównaniu granicznych wartości odpowiedniego kryterium użyteczności z wartościami obliczonymi efektów oddziaływań, wyznaczonymi dla odpowiedniej kombinacji oddziaływań. W stanach granicznych użyteczności, które są trudniejsze do obliczenia niż stany graniczne nośności, stosuje się również globalną analizę sprężystą, ale z odpowiednimi korektami, dotyczącymi efektów nieliniowych, takich jak np. poślizg w połączeniach, czy zarysowanie betonu. Stany graniczne użyteczności musimy również sprawdzać pod kątem ułatwienia utrzymania mostu i jego napraw. Projektując most, trzeba więc stworzyć dostęp do każdego z elementów konstrukcji w celu przeprowadzania bieżących inspekcji i odnowy (np. antykorozyjnych powłok ochronnych czy nawierzchni).

Eurokody wprowadzają nowe (w odniesieniu do starych, krajowych norm) pojęcie, tj. niezawodność konstrukcji. Należy ją rozumieć jako zdolność konstrukcji lub elementu konstrukcji do spełnienia określonych wymagań, łącznie z uwzględnieniem okresu użytkowania, na który została zaprojektowana. Niezawodność wyraża się zwykle miarami probabilistycznymi i obejmuje nośność, użyteczność i trwałość konstrukcji. Zgodnie z eurokodami możemy przyjmować różne poziomy niezawodności dla stanu granicznego nośności i stanu granicznego użyteczności. Poziomy niezawodności mogą zależeć od wielu czynników, m.in. od możliwych konsekwencji awarii, dotyczących zagrożenia zdrowia i życia, potencjalnych strat gospodarczych i uciążliwości społecznych, jak również kosztów zmniejszenia możliwości zaistnienia awarii. Różny też może być stopień niezawodności wymagany przez przepisy krajowe lub lokalne, w tym te przyjmowane przez właścicieli (administratorów) obiektów. W obliczeniach zakłada się, że trwałość konstrukcji przy odpowiedniej jej konserwacji odpowiada obliczeniowemu okresowi użytkowania.

2.2 Wybrane postanowienia szczególne dla mostów stalowych

Obecne podejście do projektowania stalowych elementów ściskanych różni się zasadniczo od dotychczasowej praktyki projektowej. W celu uproszczenia technologii wykonywania mostów stalowych i obniżenia kosztów robocizny Eurokod 3 [1] wprowadził odpowiednią procedurę wymiarowania przekrojów elementów ściskanych. Wymusza ona na projektancie przyjmowanie krępych przekrojów poprzecznych, które dzięki zastosowaniu grubszych ścianek środników i pasów nie podlegają utracie lokalnej stateczności

(wyboczeniu). Sytuacja komplikuje się, gdy różna klasyfikacja odnosi się do pasów i środników. Na przykład przekroje, w których występuje środnik klasy 3 i pasy klasy 1 lub 2, można klasyfikować jako przekroje klasy 2 ze środnikiem współpracującym, pod warunkiem, że przekrój współpracującej strefy ściskanej środnika przyjmuje się w postaci dwóch odcinków o długości $20\epsilon t_w$, w których jeden jest odmierzany od pasa ściskanego, a drugi od osi obojętnej w stanie pełnego uplastycznienia, co pokazano na rysunku nr 1, gdzie t_w jest grubością środnika, a f_y to granica plastyczności stali konstrukcyjnej i $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$.



- 1 ściskanie
- 2 rozciąganie
- 3 oś obojętna (plastyczna)
- 4 odcinek pomijany

Rys.1. Środnik współpracujący klasy 2 [4]

W konsekwencji tego zbędne są liczne, bardzo pracochłonne usztywnienia. Obecnie minimalne zużycie materiału konstrukcyjnego nie jest najważniejszą sprawą. Lepiej jest projektować grubsze elementy, ale nie wymagające dodatkowych usztywnień. Koszt stali konstrukcyjnej stanowi zaledwie kilkanaście procent wartości inwestycji mostowej. Liczy się przede wszystkim zmniejszenie pracochłonności i czasu wykonania oraz uproszczenie technologii. Ponadto kształtowanie gładkich elementów konstrukcyjnych, bez dodanych do nich konstrukcji usztywniających np. żeber poprzecznych lub podłużnych, ułatwia poprawne aplikowanie zabezpieczeń antykorozyjnych.

Eurokod 3 pozwala na projektowanie konstrukcji ze wspomaganiami odpowiednimi badaniami. Badania można wykonywać w następujących celach:

- a) aby określić nośność graniczną lub właściwości użytkowe części konstrukcyjnych, np. badania w celu udoskonalenia nowych, nie do końca teoretycznie rozpoznanych systemów mostowych;
- b) aby uzyskać specyficzne właściwości materiału, np. badania podłoża in situ lub w laboratorium, badania nowych materiałów;
- c) aby zredukować niepewności dotyczące parametrów obciążeń lub modeli obliczeniowych nośności, np. badania w tunelach aerodynamicznych, badania prototypów w skali naturalnej, badania małych modeli;
- d) aby sprawdzić jakość dostarczonych wyrobów lub zgodność charakterystyk produkcyjnych, np. badanie cięgien i ich łączników lub modeli połączeń;

- e) aby uwzględnić rzeczywiste warunki pracy konstrukcji, np. pomiar częstotliwości lub tłumienia;
- f) aby sprawdzić rzeczywistą konstrukcję lub element konstrukcyjny po wykonaniu, np. obciążeniowe badania próbne w stanach granicznych nośności i użyteczności.

Na podstawie badań typu a), b) i c) powinny być uzyskane wartości obliczeniowe, które nie są dostępne w czasie projektowania. Na podstawie badań typu d), e) i f) powinno się przyjmować wartości obliczeniowe, które są oczekiwane do spełnienia kryteriów akceptacji w stadium późniejszym.

Dla weryfikacji efektów aerodynamicznych w mostach badania należy wykorzystać do sprawdzenia projektowanej konstrukcji mostu pod działaniem wiatru. Badania takie należy wykonywać, kiedy obliczenia nie dostarczają dostatecznego zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji w okresie wznoszenia lub użytkowania mostu. Badania należy wykorzystać do określenia następujących zjawisk lub wielkości:

- a) całkowitego środowiska wiatrowego w miejscu budowy mostu i na podstawie pomiarów w lokalnych stacjach meteorologicznych, w których prowadzone są zapisy charakterystyk wiatru;
- b) quasi-statycznych sił oporu i unoszenia oraz momentów skręcających most lub jego części, wynikających z przepływu wiatru;
- c) amplitudy wymuszonych drgań mostu lub jego części na skutek odrywania się wirów wiatru ze zmieniających się kolejno stron mostu (ograniczona amplituda odpowiedzi);
- d) prędkości wiatru, przy której most lub jego części mogą być poddane rozbieżnym amplitudom drgań własnych na skutek galopowania, flutteru z oderwaniem, flutteru klasycznego, drgań deszczowo-wiatrowych, dywergencji statycznej itp.;
- e) odpowiedzi mostu lub jego części na turbulentne oddziaływania naturalnego wiatru;
- f) samoregulacji tłumienia konstrukcji.

Badania od a) do e) powinny być przeprowadzane w tunelu aerodynamicznym. Jeśli most poddawany jest badaniom wiatrowym w tunelu, modele powinny dokładnie symulować zewnętrzne szczegóły przekrojowe, włączając niekonstrukcyjne urządzenia, takie jak np. balustrady. Należy także symulować reprezentatywny zakres częstotliwości drgań własnych i tłumienia, właściwy dla przewidzianych postaci drgań mostu. Należy zwrócić uwagę na wpływ turbulencji i efekt wiatru z kierunku nachylonego w stosunku do poziomu. W czasie badań powinny być uwzględnione jakiegokolwiek potencjalne zmiany przekrojów poprzecznych (z włączeniem oblodzenia lub strumieni wody na linach).

2.3 Wybrane postanowienia szczególne dla mostów zespolonych

Eurokod 4 [2] przetłumaczony na język polski stał się pierwszą, polską normą do projektowania mostów zespolonych typu stal-beton. Z tego powodu można stwierdzić, że w całości jest nowością w procesie projektowania i budowy mostów zespolonych. Jednakże od kilkudziesięciu już lat w Polsce są projektowane i budowane obiekty mostowe o konstrukcji zespolonej. To co wynikało z tradycji i przenoszenia zasad z norm stalowej i betonowej może być obecnie zastąpione przez dobrze, logicznie opracowane na podstawach naukowych przepisy techniczne zawarte w Eurokodzie 4.

Konstrukcje zespolone składają się z części stalowej i betonowej i w ich projektowaniu konieczne jest uwzględnienie zjawisk reologii betonu. Efekty skurczu i pęcznienia betonu, a także nierównomiernych zmian temperatury, powodują powstawanie sił wewnętrznych w przekrojach konstrukcji, krzywizn i odkształceń podłużnych w elementach. Efekty, które występują w statycznie wyznaczalnych i statycznie niewyznaczalnych konstrukcjach, kiedy nie uwzględnia się zgodności odkształceń według eurokodu należy klasyfikować jako efekty pierwotne. W konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych podstawowe efekty skurczu,

pełzania i temperatury utożsamiane są z dodatkowymi efektami oddziaływań i są klasyfikowane jako efekty uboczne oraz uważane są jako oddziaływania wymuszone.

W konstrukcjach zespolonych rozważa się stadia w kolejności ich wykonywania. Należy przeprowadzić odpowiednie analizy, obejmujące efekty poszczególnych stadiów wykonania, z włączeniem, jeśli jest to konieczne, oddzielnych efektów oddziaływań przyłożonych do stali konstrukcyjnej i całkowicie lub częściowo do elementów zespolonych. W elementach zespolonych z przekrojami poprzecznymi klasy 1 lub 2, w których naddatki z uwagi na wyboczenie boczne ze skręcaniem nie są konieczne, w analizie stanów granicznych innych niż zmęczenie można pominąć efekty kolejności wykonania.

Eurokod 4 umożliwia w mostowych konstrukcjach zespolonych uwzględnianie sztywności betonu rozciąganego. Wówczas do określania sił wewnętrznych i momentów w elemencie rozciągany w stanie granicznym nośności i użytkowości, w analizie globalnej należy rozważać nieliniowe zachowanie się konstrukcji na skutek zarysowania betonu i efekty współpracy betonu na odcinkach między rysami [5]. Rozważanie efektu sztywności zarysowanego betonu wymaga uwzględnienia dystrybucji sił wewnętrznych, co powoduje, że jeżeli w analizie globalnej, sprężystej zastosowana została metoda uwzględniająca wpływy zarysowania, to powinna być ona stosowana nie tylko dla elementu rozciąganego, ale dla całej konstrukcji. Wówczas sztywność giętna zespolonego przekroju poprzecznego jest określona jako $E_a I_{2,ts}$. We wzorze tym E_a jest modułem sprężystości stali konstrukcyjnej, zaś $I_{2,ts}$ jest momentem bezwładności efektywnego, sprowadzonego do stali przekroju, w którym uwzględniona jest sztywność betonu rozciąganego pomiędzy rysami.

Dla mostów o schemacie statycznym belki ciągłej, nie sprężonych cięgnami ani też przez wprowadzoną deformację (np. lewarowanie podparć), gdzie stosunki długości sąsiednich przęseł ciągłych (krótsze / dłuższe) wynoszą co najmniej 0,6 - efekt zarysowania betonu może być uwzględniany przez zastosowanie sztywności na zginanie $E_a I_2$ na ponad 15% rozpiętości z każdej strony podpory wewnętrznej. Na pozostałej długości sztywność na zginanie przyjmuje się jak dla betonu niezarysowanego o wartości $E_a I_1$, gdzie:

I_1 jest momentem bezwładności efektywnego, sprowadzonego do stali przekroju obliczonego w założeniu, że beton rozciągany jest nie zarysowany,

I_2 jest momentem bezwładności efektywnego, sprowadzonego do stali przekroju z pominięciem betonu rozciąganego, lecz uwzględniając zbrojenie w obszarze szerokości współpracującej.

Dla konstrukcji z płytą betonową nad belką stalową tworzona obwiednia momentu zginającego powinna obejmować rzadkie kombinacje oddziaływań, włączając wpływy długotrwałe i obciążenia zmienne ruchome, w założeniu oddziaływania tylko na dwa przęsła sąsiadujące z wewnętrzną podporą. Dla określania obwiedni momentów zginających, równomiernie rozłożone obciążenie ruchome powinno być umieszczone jednocześnie na sąsiadujących ze sobą przęsłach, przyległych do rozpatrywanej podpory. W celu określenia obszarów zarysowanych i sztywności giętnej w tych obszarach można użyć jednej z poniższych metod: (a) lub (b).

(a) Dla obszarów, gdzie naprężenie rozciągające, wywołane efektami ogólnymi w skrajnych włóknach płyty betonowej przekracza naprężenie $1.3 f_{ctk}$, sztywność powinna być zredukowana do $E_a I_2$ (f_{ctk} - charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie).

(b) W obszarach, gdzie naprężenie rozciągające w skrajnych włóknach płyty betonowej w wyniku efektów ogólnych przekracza naprężenie rozciągające $f_{ctk0,95}$, sztywność powinna być zredukowana do $E_a I_{2,ts}$. Sztywność $E_a I_{2,ts}$ zależy od momentu zginającego M , działającego na przekrój zespolony:

$$E_a I_{2,ts} = \frac{E_a I_a}{1 - \frac{N_s a}{M}} \quad (1)$$

gdzie: $E_a I_a$ jest sztywnością części ze stali konstrukcyjnej, M jest momentem zginającym dla odpowiedniej kombinacji obciążenia, N_s jest siłą rozciągającą w płycie, zależną od momentu M .

W stanie formowania się rysy inicjującej może być wprowadzona zależność:

$$N_s = N_{cr} = A_{ct} f_{ctm} \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} (1 + \rho_s n_0) \quad (2)$$

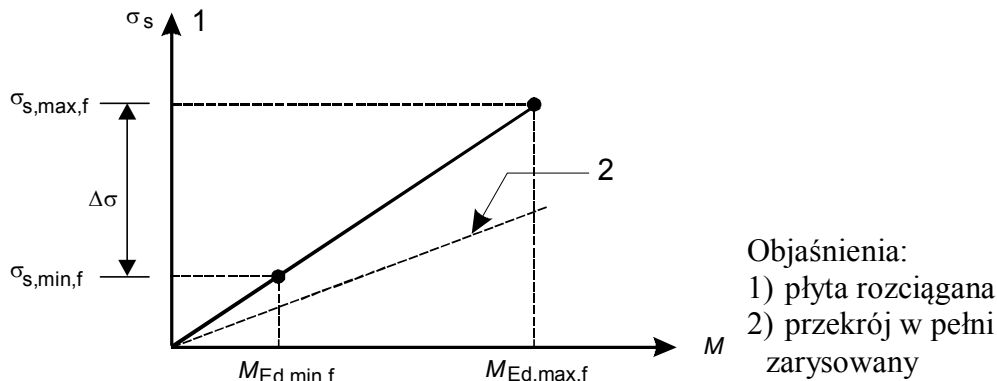
gdzie: ρ_s jest stosunkiem powierzchni stali zbrojeniowej do powierzchni strefy rozciąganej części rozważanego przekroju poprzecznego: $\rho_s = A_s/A_{ct}$, A_s jest całkowitą powierzchnią wszystkich warstw zbrojenia podłużnego wewnątrz efektywnej powierzchni strefy rozciąganej bezpośrednio przed ujawnieniem się zarysowania przekroju poprzecznego A_{ct} , h_c jest grubością płyty betonowej, f_{ctm} jest średnią wartością wytrzymałości betonu na rozciąganie, z_0 jest pionową odległością pomiędzy środkami powierzchni niezarysowanej, niezbrojonej półki betonowej i niezarysowanego, niezbrojonego przekroju zespolonego, obliczonego z wykorzystaniem stosunku modułów E_a/E_m dla efektów krótkotrwałych.

Ten rozdział sztywności może być zastosowany do ogólnej analizy stanów granicznych nośności i dla stanów granicznych użyteczności. W stanach granicznych użyteczności, podłużne siły ścinające w płaszczyźnie między przekrojem stalowym i betonowym (siły rozwarstwiające) oblicza się na podstawie analizy w stanie niezarysowanym. Jeśli uwzględnia się efekty zarysowania, rozważa się wpływ betonu na odcinkach między rysami i podwyższoną wytrzymałość betonu na rozciąganie. Dla stanu granicznego nośności przy zmęczeniu naprężenia w zbrojeniu powinny być określone z uwzględnieniem efektu sztywności betonu przy rozciąganiu. Efekty sztywności przy rozciąganiu betonu pomiędzy rysami mogą być pominięte, jeżeli siły przekrojowe zbrojonego elementu betonowego są określone z uwzględnieniem sztywności zarysowanego elementu zespolonego.

Przy obliczaniu zakresu naprężeń $\Delta\sigma_E$ w konstrukcji stalowej przekroju zarysowanego powinien być rozważany efekt sztywności przy rozciąganiu. W obszarach, gdzie ogólne momenty zginające $M_{Ed,min,f}$ i $M_{Ed,max,f}$ powodują rozciąganie w płycie betonowej, naprężenia w zbrojeniu i cięgnach są określone następująco:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{E,d,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (3)$$

gdzie oznaczenia zgodne są z rys. 2, a $\sigma_{s,max,f}$ jest naprężeniem w zbrojeniu lub cięgnach w wyniku działania momentów zginających w przekroju zespolonym dla rzadkich kombinacji obciążenia, włączając obciążenie ruchome, wywołane odpowiednimi modelami obciążenia.



Rys. 2. Określenie naprężeń maksymalnych i minimalnych w obszarach zarysowanych

Przy sprawdzaniu naprężeń w przekroju zarysowanym efekty izostyczne skurczu mogą być pominięte. Naprężenia rozciągające w zbrojeniu zwykłym, wywołane rzadkimi kombinacjami oddziaływań nie powinny przekraczać $0,8 f_{sk}$ (f_{sk} – charakterystyczna granica plast. stali). Zarysowanie powinno być ograniczone do poziomu zapewniającego właściwe funkcjonowanie i trwałość konstrukcji. Ograniczenie rozwarcia rys do akceptowanej szerokości i uniknięcie niekontrolowanego zarysowania pomiędzy szeroko rozstawionymi prętami należy osiągnąć przez zastosowanie odpowiedniej ilości zbrojenia o pełnej przyczepności, zapewniającej w przypadku pojawienia się pojedynczych rys sprężystą pracę zbrojenia. Tam, gdzie należy ograniczać szerokość rys w płycie betonowej mostu zespolonego na powierzchni poddanej odkształceniom rozciągającym, minimalne zbrojenie efektywnej powierzchni półki betonowej w strefie rozciąganej A_{ct} powinno spełniać dodatkowe wymagania:

$$\rho_s \geq \frac{0,9k_c k f_{ctm}}{\sigma_s} \quad k_c = \frac{1}{1 + \frac{k_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (4)$$

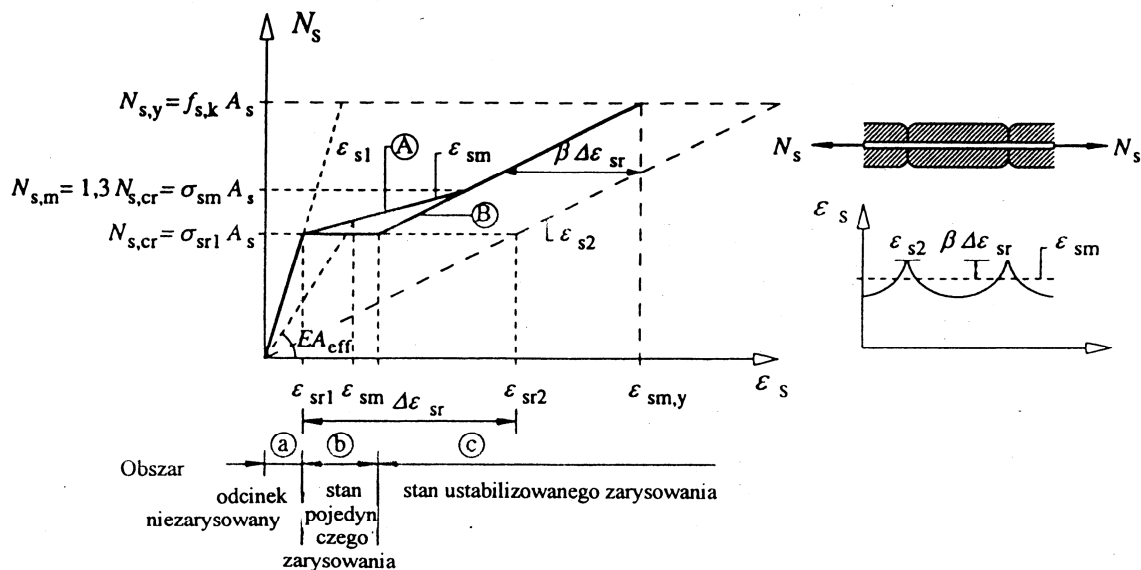
gdzie k powinien być wzięty jako $k = 0,8$; σ_s jest naprężeniem w stali w przekroju o minimalnym stopniu zbrojenia. Naprężenie σ_s jest funkcją maksymalnej średnicy pręta ϕ_s^* podanej w tablicach normowych; σ_s nie powinno przekraczać $k f_{sk}$; σ_s może być również zwiększone przez $\eta = \sqrt{f_{ctm} / f_{ctm}^*}$, a f_{ctm} jest aktualną wytrzymałością betonu na rozciąganie i $f_{ctm}^* = 2,5 \text{ N/mm}^2$.

Naprężenia rozciągające w zbrojeniu powinny być określane przez analizę sprężystą. Efekt sztywności przy rozciąganiu w przekroju zespolonym zwiększa naprężenie rozciągające, co ma wpływ na zarysowanie zależne od wartości σ_s . Naprężenie rozciągające σ_s może być obliczone z następującej zależności:

$$\sigma_s = \sigma_{se} + \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (5)$$

gdzie: σ_{se} jest naprężeniem w zbrojeniu obliczanym przy pomijaniu rozciągania w betonie, $\alpha_{st} = A/I / (A_a I_a)$, A i I są powierzchnią i momentem bezwładności przekroju zespolonego z pominięciem betonu rozciąganego; A_a i I_a są odpowiednimi wielkościami przekroju stali konstrukcyjnej.

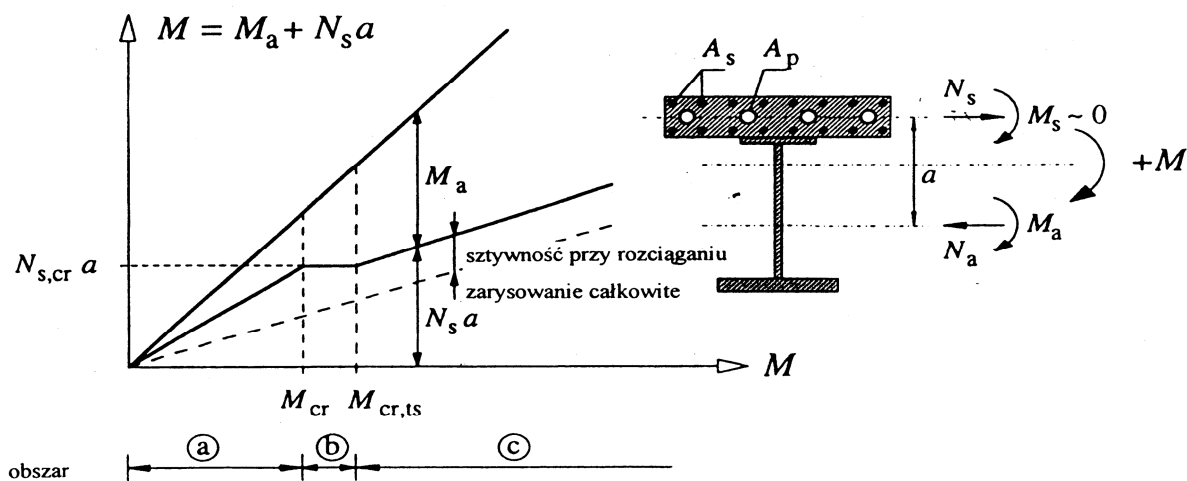
Efekt sztywności przy rozciąganiu dla elementu z betonu zbrojonego może być rozważany przy wykorzystaniu wykresu "siła normalna-odkształcenie" (odcinek A), pokazanego na rys. 3.



Rys. 3. Siła normalna i odkształcenie dla rozciąganych elementów z betonu zbrojonego

Biorąc pod uwagę aktualne naprężenia w zbrojeniu, można rozpatrywać trzy obszary: (a), (b) i (c). Obszar (a) przedstawia zachowanie nie zarysowanego odcinka, obszar (b) pokazuje zachowanie w stanie początkowego formowania rysy i obszar (c) ilustruje zachowanie w stanie ustabilizowanego zarysowania. Istotne jest określenie momentów zginających w zespolonych elementach rozciąganych, wywołanych przez odkształcenie ustroju niosącego. Dla tego celu sztywność giętą zarysowanego elementu rozciąganego może być obliczana jako iloczyn sztywności giętej elementu zbrojonego nie zarysowanego i stosunku jego sztywności podłużnej $E A_{eff}$ do sztywności $E A$ części nie zarysowanej. Sztywność podłużną $E A_{eff}$ oblicza się jako: $E A_{eff} = N_s / \epsilon_{sm}$, gdzie ϵ_{sm} jest pokazane na rys. 3.

Na rys. 4 pokazano przekrój poprzeczny belki zespolonej, w której moment zginający wywołuje rozciąganie w płycie betonowej. Przy braku dokładniejszej metody wpływ sztywności przy rozciąganiu na wartość N_s można określić poprzez wykorzystanie linii (B) wykresu “siła - odkształcenie” pokazanej na rys. 3. Moment rysujący M_{cr} jest momentem na początku fazy formowania się rysy inicjalnej, a $M_{cr,ts}$ jest momentem na początku ustabilizowanego układu zarysowania.



Rys. 4. Udział sił wewnętrznych w przenoszeniu zewnętrznego momentu zginającego bez skurczu

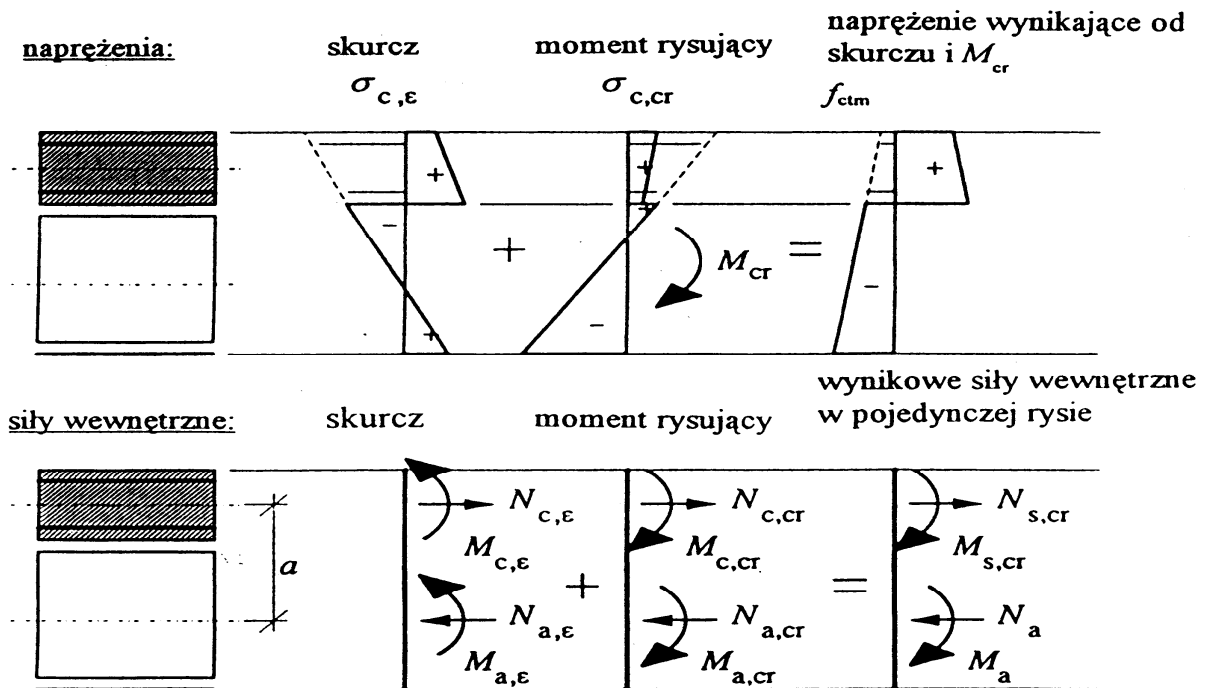
Wewnętrzne siły normalne w części betonowej, wywołane skurczem i momentem rysującym M_{cr} mogą być określone jako siły wewnętrzne $N_{s,cr}$ (rys. 5 i rys. 6). Dla przekrojów sprężonych ciągniami, wewnętrzna siła normalna $N_{s,cr}$ powinna być obliczana z uwzględnieniem izostatycznych efektów sprężenia. Można przyjąć, że pojedyncze zarysowanie wywołuje momenty nie większe niż $M_{cr,ts}$. Wynika to z warunku (rys. 5), że wewnętrzna siła normalna w części betonowej:

$$N_s = N_{s0} + \Delta N_{s,ts} = N_{s,cr} \quad (6)$$

a moment $M_{cr,ts}$ można przedstawić w postaci:

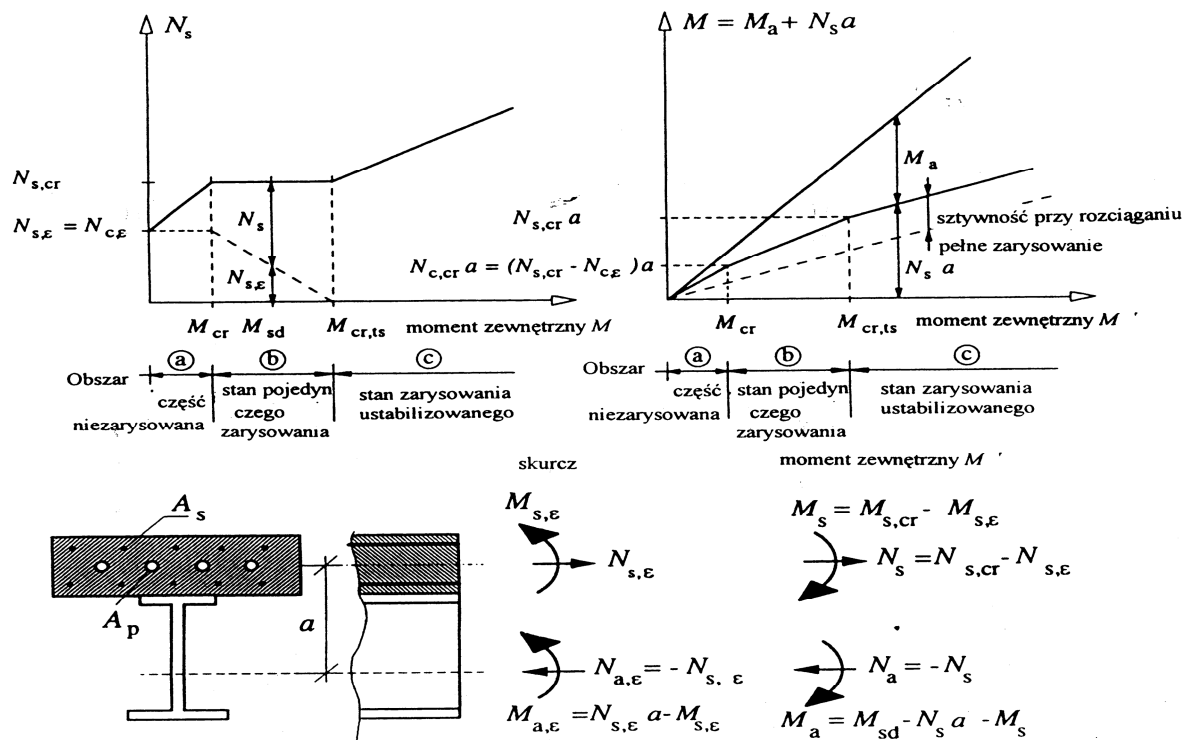
$$M_{cr,ts} = (N_{s,cr} - \Delta N_{s,ts}) \frac{I_2}{A_s z_2} \quad (7)$$

gdzie : z_2 jest odległością pomiędzy środkiem zarysowanej części zespolonej o momencie bezwładności I_2 i środkiem zbrojenia.



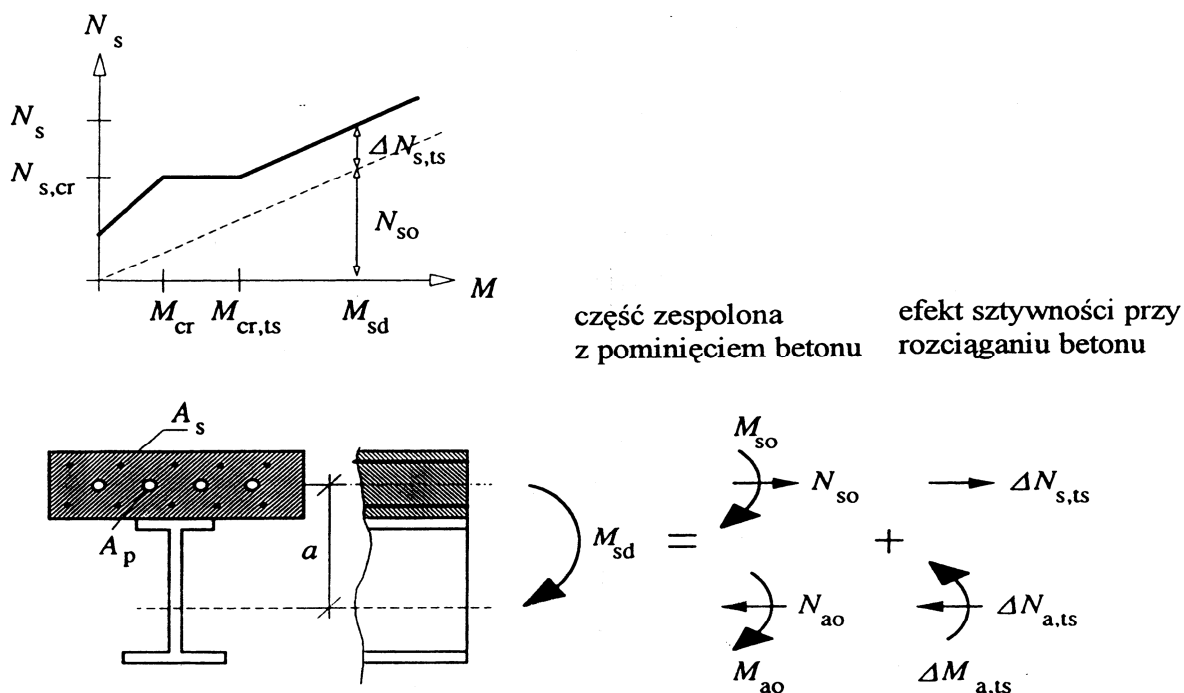
Rys. 5. Definicja momentu rysującego M_{cr} , w obszarze (a) z uwzględnieniem skurczu

W stanie pojedynczego zarysowania można przyjąć, że wewnętrzna siła normalna $N_{s,cr}$, wywołana skurczem i momentem zginającym M , większy niż M_{cr} są stałe. Redukcja efektów izostatycznych od skurczu, spowodowana zarysowaniem betonu, może być przyjęta w formie liniowej redukcji siły $N_{s,\epsilon}$ i momentu zginającego $M_{s,\epsilon}$ (rys. 5).



Rys. 6. Siły wewnętrzne w przekroju poprzecznym z uwzględnieniem skurczu dla obszaru pojedynczego zarysowania (b)

W stanie ustabilizowanego zarysowania siły wewnętrzne wywołane przez M_{sd} , określone dla części zespolonej (N_{so} , M_{so} , M_{ao} , N_{ao}) z pominięciem betonu, sumują się z dodatkowymi siłami wewnętrznymi $\Delta N_{s,ts}$, $\Delta N_{a,ts}$ i $\Delta M_{a,ts}$, wywołanymi sztywnością przy rozciąganiu (rys. 7).



Rys. 7. Siły wewnętrzne w przekroju poprzecznym dla obszaru ustabilizowanego zarysowania

Dodatkowa siła normalna $\Delta N_{s,ts}$ w części betonowej, uwzględniając sztywność przy rozciąganiu, dla mostów bez sprężenia cięgnami, jest określona formułą:

$$\Delta N_{s,ts} = 0,4 \frac{f_{ctm} A_s}{\rho_s \alpha_{st}} \quad (8)$$

natomiast dodatkowa siła normalna $\Delta N_{s,ts}$ w części betonowej, uwzględniając sztywność przy rozciąganiu, dla mostów sprężonych cięgnami ma postać:

$$\Delta N_{s,ts} = 0,4 \frac{f_{ctm} A_s}{eff \rho_p \alpha_{st}} \quad (9)$$

gdzie: A_s jest polem powierzchni stali zbrojeniowej w obszarze szerokości efektywnej, A_p jest polem powierzchni stali sprężającej w obszarze szerokości efektywnej, a jest odległością pomiędzy osią obojętną stali konstrukcyjnej i nie zarysowanego betonu zbrojonego, $eff \rho_p$ jest efektywny stopień zbrojenia.

W Eurokodzie 4 bardzo duże znaczenie jest przypisywane uwzględnianiu różnych efektów przy sprawdzaniu stanów granicznych użyteczności. W obliczeniach naprężeń w belkach należy uwzględniać między innymi następujące efekty:

- szerokich pasów;
- pęczania i skurczu betonu;
- zarysowania betonu i wpływu betonu na odcinkach między rysami;
- kolejności wykonania;
- zwiększonej giętkości, wynikającej ze znacząco niepełnej interakcji na skutek poślizgu w połączeniach na ścinanie (skutek podatności zespolenia);
- niesprężystego zachowania się stali i zbrojenia;
- wichrowania na skutek skręcania i zniekształcania.

Ponadto w Eurokodach widoczna jest dbałość o wygląd zewnętrzny obiektów, o ich ochronę przed korozją i zapewnienie dobrych warunków eksploatacji i utrzymania.

3 PODSUMOWANIE

Eurokody dają projektantowi dużo większą swobodę niż dotychczasowe, stosowane w Polsce normy. Takiej samodzielności w myśleniu stare normy krajowe wręcz zabraniały. Nakazywały dosłowne stosowanie wszystkich zawartych w nich przepisów. W Eurokodach (PN-EN), w odróżnieniu od dotychczasowych norm krajowych (PN), rozróżnia się: **zasady**, które są ustaleniami o charakterze ogólnym, zawierającym wymagania i modele dla których nie ma alternatywy, oznacza się je literą **P** po numerze akapitu oraz **reguły** stosowania zgodne z zasadami i spełniające ich wymagania, przy czym dopuszcza się reguły alternatywne. Zasady tworzą pewien kanon. Wszystkie pozostałe zapisy Eurokodów są regułami, co do których projektant ma swobodę stosowania, pod warunkiem nie naruszenia zasady, z której wynika poszczególna reguła. W tekście PN-EN jest zdecydowanie więcej reguł niż zasad, więc projektant nie jest niewolniczo związany ze wszystkimi zapisami norm. Na przykład w mostowym Eurokodzie 3 [1], liczącym około stu stron, takich zasad jest zaledwie pięć na 457 reguł. W Eurokodzie 4 [2] zasady stanowią tylko jedną siódmą liczby reguł. W ten sposób Eurokody zezwalają projektantowi na własną inwencję i samodzielne myślenie.

PIŚMIENNICTWO

- [1] EN 1993-2:2006+AC:2009, IDT: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 2: Steel Bridges. European Committee for Standardization. Brussels, 2009
- [2] EN 1994-2:2005+AC:2008, IDT: Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges. European Committee for Standardization. Brussels, 2008
- [3] Łagoda M.: Teraz Eurokody. Inżynier Budownictwa Nr 4 (72) 2010, s.27-28
- [4] EN 1993-1-1:2005; IDT : Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization. Brussels, 2005
- [5] Łagoda G., Radomski W., Łagoda M.: Effects of Tension Stiffening in Composite Bridges in the Light of Eurocodes. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization. Edited by D. M. Frangopol, R. Sause & C. S. Kusko, Taylor & Francis Group, A BALKEMA BOOK London 2010, s.2853-2858

STEEL AND CONCRETE - STEEL COMPOSITE BRIDGES**Summary**

In the paper particular attentions was focused on the differences between the design practice of steel and composite bridges followed in Poland so far and the design rules and principles recommended in Eurocodes EC3 -2 Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges, and EC4 -2 “Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges.” Design fundamentals, materials, resistance criteria, ultimate limit states and serviceability limit states were presented.

Special attention was paid to effect of tension stiffening in composite bridges. In the hitherto existing design practice the stiffness of a scratched plate of the bridge deck under the influence of spreading tensions has seldom been taken into consideration, in this way decreasing considerably the theoretical durability and the computational stiffness of bridge structures. In some types of composite bridge structures, such as continuous girder bridges, the concrete deck slabs are subjected to tension in the regions of negative bending moments. Tension can result in cracking of slabs, affecting structure stiffness. The procedure concerning the design calculations of composite bridges with cracks in their concrete deck slabs is presented according to Eurocode 4.

Andrzej S. NOWAK¹

Anna M. RAKOCZY²

University of Nebraska, Department of Civil Engineering, Lincoln, NE 68588-0531, USA

AMERICAN CODES, STANDARDS, AND SPECIFICATIONS

INTRODUCTION

The design of building structures in the United States is controlled and governed by Building Codes - legal documents containing requirements related to structural safety, architectural details, fire protection, heating and air conditioning, plumbing and sanitation, and lighting. These codes have the force of law and are administrated by a city, a county, a state or other governmental agencies. It is important to understand the difference between Building Codes and Standards. An (ANSI) Standard is accredited and published by the American National Standards Institute under the authorship of an organization that has expertise on a particular subject. A Building Code, such as the International Building Code (IBC) or the International Residential Code (IRC), is the main regulatory documentation that sets minimum building requirements for the design of a structural component and a system. They do not provide design procedures but they specify the design requirements. A Code can adopt all or part of a Standard. It is ultimately up to the State or local jurisdiction to adopt a certain Code or Code Revision. Design Specifications provide guidance for the design of structural members and their connections. They have no legal standing on their own, but they can easily be adopted, by reference as a part of building code.

Keywords: Allowable Stress Design, Code, Limit State, Load and Resistance Factor Design, Specification, Standard,

1 THE ROLE OF DESIGN CODES AND SPECIFICATIONS

The building process includes planning, design, manufacturing of materials, transportation, construction, operation/use, and demolition. It involves many different trades and professions, and the major participants can be classified by four categories: the owner/investor, the designer, the contractor, and the user/operator. These parties often have conflicting interests. In particular, the owner is usually interested in maximum profits, which means reduced costs, and the user/operator would like to have a comfortable and safe structure, which means higher costs. The designer and the contractor are under pressure from the owner to keep the costs down. The role of a design code is to establish the requirements

¹ anowak2@unl.edu

² arakoczy@unlnotes.unl.edu

needed to ensure an acceptable level of reliability for a structure. The central role of a code is diagrammed in Fig 1.

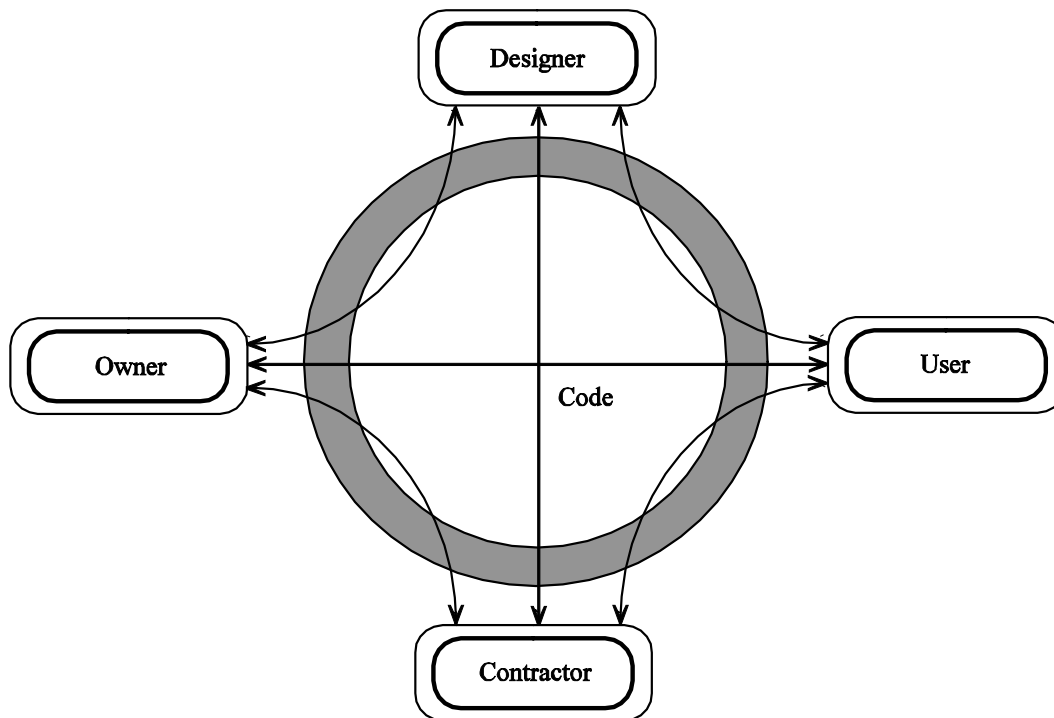


Fig. 1. Central role of the code in the design and construction of structures

Structural failures are always undesirable events. The specified design provisions include built-in safety margins: load effects are usually overestimated and resistances are underestimated. However, this safety reserve cannot cover all possible causes of structural failure. From the legalistic point of view, the code defines the acceptable practice.

A general objective of a design code is to ensure that the structures designed according to the code provisions will have a minimum safety level. More specific objectives may be appropriate for some classes of structures. The definition of safety can be expressed in terms of the expected risk (consequences of failure), the failure probability, or the reliability index. Code objectives may vary, depending on the comparison criterion and target safety value.

Some of Building Codes are written specifically for certain areas and disciplines of an engineering practice. For example: the design of bridges in the United States is generally in accordance with specifications of the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), railroad bridges are designed in accordance with specifications provided by the American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA), reinforced concrete structures are designed according to the American Concrete Institute (ACI), structural steel design of buildings is principally based on the specification of the American Institute of Steel Construction (AISC).

2 LIMIT STATES

In the structural process, design constraints are frequently referred to as Limit States. The concept of Limit State is used to define failure in the context of structural reliability analyses. Limit state is a boundary between desired and undesired performance of the structure. This boundary is often represented mathematically by a limit state function or performance function in the general form of:

$$g(R, Q) = R - Q, \quad (1)$$

where R is a capacity (or resistance) and Q is a load.

Structural limit states tend to fall into two major categories: strength and serviceability.

Strength Limit States are potential modes of structural failure, mostly related to the loss of load-carrying capacity. The strength limit state can be written in a general form of:

$$\text{Required Strength} \leq \text{Nominal Strength} \quad (2)$$

The required strength is the internal force that is derived from analysis of the structure being designed. For example, when designing a beam, the required strength may be the maximum moment, M , computed for the beam. The nominal strength is the predicted capacity of the beam in bending. It is the maximum moment, M_n , that the beam is capable of supporting (a function of the stress capacity of the material and the section properties of the member)

Serviceability Limit States are those conditions that are related to gradual deterioration, user's comfort or maintenance costs. The most common serviceability modes of failure include excessive deflection, excessive vibration, permanent deformation, and insufficient clearance. Serviceability limit states can be written in the general form of:

$$\text{Actual Behavior} \leq \text{Allowable Behavior} \quad (3)$$

Serviceability limit states tend to be less rigid requirements than strength based limit states since safety of the structure is not in question.

3 DESIGN PHILOSOPHY

There are two major design philosophies present in the current structural engineering practice: Load & Resistance Factor Design (LRFD) and Allowable Strength (or Stress) Design (ASD).

The major difference between ASD and LRFD, historically, is that the Allowable Stress Design compares the actual and allowable stresses while LRFD compares the required strength and actual strength. The difference between considering strength vs. stress does not present much of a problem since there is often a linear relationship between stress and strength. In fact, the new AISC Allowable Strength Design (ASD), which replaces the old allowable stress design, switched the old stress-based terminology to a strength based terminology, virtually eliminating this difference between the two approaches.

The other important difference between the two methods is the manner in which the relationship between applied loads and member capacities are handled. The LRFD specifications accounts separately for the predictability of applied loads through the use of load factors applied to the required strength side of the limit state inequality and for material and construction variability through resistance factors on the nominal strength side of the limit state inequality. The ASD specification combined the two factors into a single factor of safety. By breaking the factor of safety apart into the independent load and resistance factors (as in the LRFD approach) a more consistent effective factor of safety is obtained and can result in safer or lighter structures, depending on the predictability of the load types being used.

Traditional ASD approach simplifies the problem by considering the random parameters as deterministic. ASD approaches account for the uncertainty in loads and strength through the use of one empirical safety factor, which is based on past experience but does not necessarily guarantee safety or performance. The general form of ASD is as follow:

$$\sum Q_i \leq R_E / F_s \quad (4)$$

where Q_i is a load, R_E is an elastic capacity, and F_s is factor of safety.

Load and Resistance Factor Design (LRFD) is a probability-based design approach. It has been used in most modern structural codes. The LRFD is based on a limit states philosophy. A state is identified at which the considered structure ceases to perform its intended function. According to LRFD, different partial safety factors for the different load and strength types are used. The general form of LRFD is:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (5)$$

where γ_i is a load factor, Q_i is a nominal load effect, ϕ is resistance factor, and R_n is a nominal or design resistance.

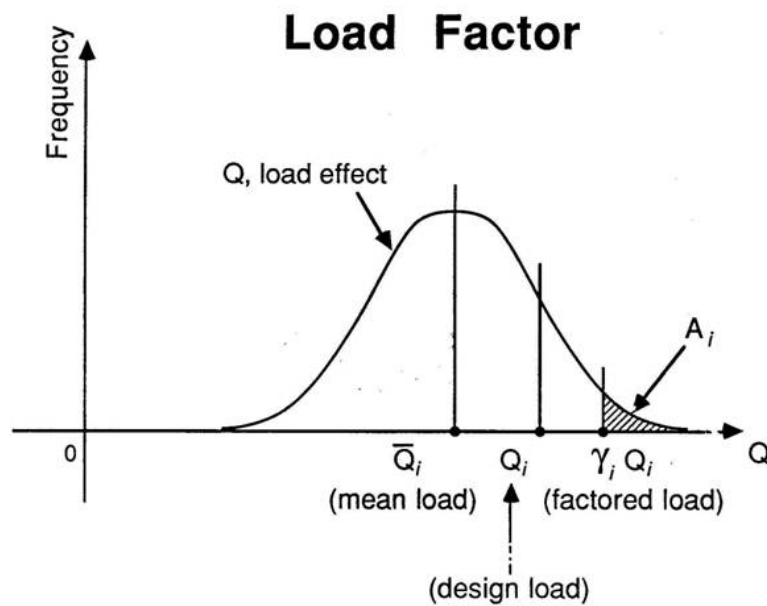


Fig. 2. Nominal load, mean load, and factored load

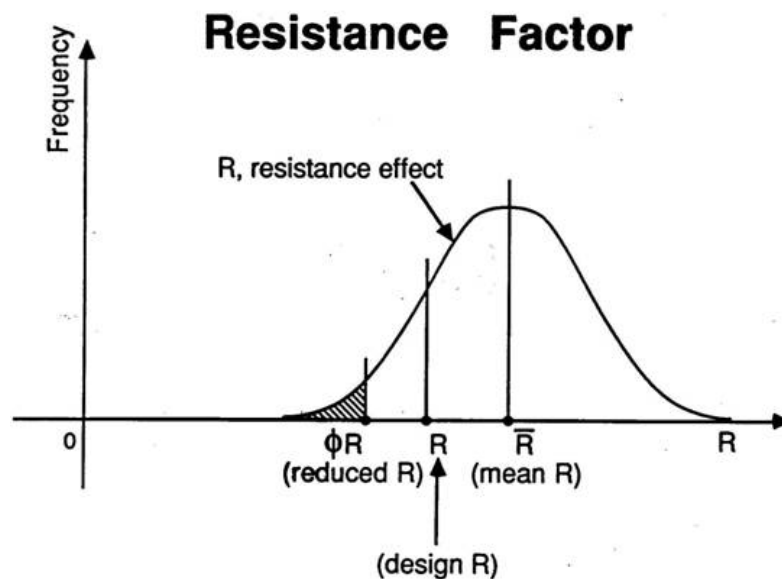


Fig. 3. Nominal resistance, mean resistance, and factored resistance

LRFD approach provides a more uniform reliability in all structures subjected to various types of loads and their combinations. It allows to differentiate between load components, depending on the degree of variation, and results in a more rational approach. For example, in combination of dead load and live load, the design cases with dominating dead load are treated the same way as cases with dominating live load.

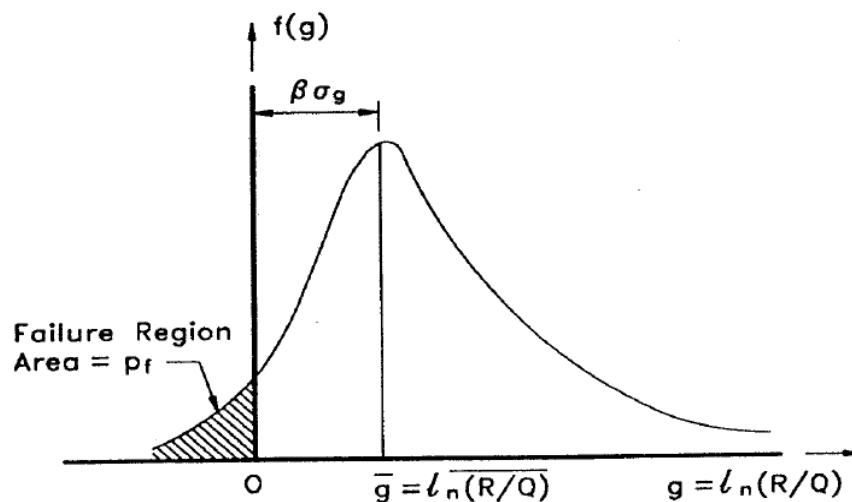


Fig. 4. Definition of safety index for lognormal R and Q

4 LOAD AND LOAD COMBINATIONS

The basis for structural load computations for buildings in the United States is a document known as ASCE/SEI Standard 7-10 (2010): Minimum Design Loads for Buildings & Other Structures. The standard provides minimum load requirements for the design of buildings and other structures that are subject to building code requirements. Load and appropriate load combinations which have been developed to be used together are set for strength design and allowable stress design. The minimum load requirements contained in this standard are derived from research and service performance of building and other structures. Loads for some structures other than buildings may be found in this standard and additional guidance may be found in commentary.

Load factors given in the Standard were developed using a first order probabilistic analysis and a broad survey of the reliabilities inherent in contemporary design practice (Ellingwood et al. 1982, Galambos et al. 1982). It is intended that these load factors be used by all material-based design specification that adopt a strength design philosophy in conjunction with nominal resistance factors.

The basic idea of the load combination analysis is that in addition to dead load, which is considered to be permanent, one of the time-variable loads takes on its maximum lifetime value while the other time-variable loads assume "arbitrary-point-in-time" values, the latter being loads that would be measured at any instant of time (Turkstra 1970). This is consistent with the manner in which loads actually combine in case of strength limit states (ASCE/SEI 7-10).

ASCE/SEI Standard 7-10 is an integral part of the building codes in the United States. Many of the load provisions are substantially adopted by reference in the International Building Code and the National Fire Protection Association (NFPA) 5000 Building Construction and Safety Code. Structural engineers, architects, and those engaged in preparing and administering local building codes find this Standard an essential reference in their practice.

Live load for bridges is specified in the AASHTO specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials), together with the design provisions, as described further in the following section of this paper.

5 STRUCTURAL DESIGN

5.1 Steel design for buildings

Structural steel design of buildings is principally based on the 2005 American Institute of Steel Construction (AISC) Specification which presents two approaches for the design of structural steel members and connections. General requirements for analysis and design state that, “design shall be made according to provisions for Load and Resistance Factor Design (LRFD) or to provisions for Allowable Stress Design (ASD)”. These two approaches are equally valid for any structure for which the Specification is applicable. There is no preference stated or implied in the provisions.

The required strength of structural members and connections can be determined by elastic, inelastic, or plastic analysis for the load combination associated with either LRFD or ASD and as stipulated by the applicable building code. In all cases, the available strength must exceed the required strength.

Until AISC introduced the Load and Resistance Factor Design (LRFD) specification in 1986, the design of steel structures was based solely on Allowable Stress Design (ASD) methodologies. The shift to LRFD has not been readily embraced by the profession even though almost all universities shifted to teaching the LRFD specification within ten years of its introduction. It seems that there was not a perceived need by the profession to change methodologies even though there was ample evidence that LRFD produced structures with a more consistent factor of safety.

5.2 Concrete design for buildings

Reinforced concrete structures are designed according to the American Concrete Institute (ACI) Code 318. The ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete covers the materials, design, and construction of structural concrete used in buildings and where applicable in non-building structures. The Code also covers the strength evaluation of existing structures.

Uses of the Code include adoption by reference in general building codes, and earlier editions have been widely used in this manner. The Code is written in a format that allows such reference without change to its language. Therefore, background details or suggestions for carrying out the requirements or intent of the Code portion cannot be included. The Commentary is provided for this purpose. Some of the considerations of the committee developing the Code portion are discussed within the Commentary, with emphasis given to the explanation of new or revised provisions. Much of the research data referenced in preparing the Code is cited for the user desiring to study individual questions in greater detail. Other documents that provide additional information about the Code requirements are also cited.

The ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary are presented in side-by-side column form, with Code text placed in the left column and the corresponding Commentary text aligned in the right column. The Commentary directs attention to other documents that provide suggestions for carrying out the requirements and intent of the Code. However, those documents and the Commentary are not a part of the Code.

As the name implies, “Building Code Requirements for Structural Concrete” is meant to be used as part of a legally adopted building code and as such must differ in form and substance from documents that provide detailed specifications, recommended practice, complete design procedures, or design aids. The Code is intended to cover all buildings of the usual types, both large and small. Requirements more stringent than the Code provisions may be desirable for unusual structures. A building code provides only the minimum requirements necessary to assure public health and safety.

The Code has no legal status unless it is adopted by the government bodies having the law enforcement power to regulate building design and construction. Where the Code has not been adopted, it may serve as a reference to good practice even though it has no legal status.

The strength based (LRFD) method has been in use in the ACI 318 since the 1970’s.

5.3 Bridge design

The design of bridges is generally in accordance with the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials - Load and Resistance Factors Design - Bridge Design Specifications).

Current edition of AASHTO LRFD (2010) contains 14 sections: introduction; general design and location features; loads and load factors; structural analysis and evaluation; concrete structures; steel structures; aluminum structures; wood structures; deck and deck systems; foundations; abutments, piers and walls; buried structures and tunnel liners; railings; joints and bearings.

The provisions of these Specifications are intended for the design, evaluation, and rehabilitation of both fixed and movable highway bridges. The concepts of safety through redundancy and ductility and protection against scour and collision are emphasized. The design provisions of these Specifications employ the Load and Resistance Factor Design (LRFD) methodology. The factors have been developed from the theory of reliability based on current statistical knowledge of loads and structural performance.

Each article is accompanied by commentary with justification. The commentary is not intended to provide a complete historical background concerning the development of the Specifications, nor is it intended to provide a detailed summary of the studies and research data reviewed in formulating the provisions of the Specifications. However, references to some of the research data are provided for those who wish to study the background material in depth. The commentary directs attention to other documents that provide suggestions for carrying out the requirements and intent of these Specifications. However, these documents and commentary are not intended to be a part of the Code.

The first broadly recognized national standard for the design and construction of bridges in the United States was published in 1931. From the early 1970’s, the sole design philosophy was working stress design (WSD). WSD began to be adjusted to reflect the variation and predictability of certain load types through adjusting design factors, a design philosophy referred to as load factor design (LFD). A further extension of this approach was consideration of the variability of the mechanical properties of structural elements, in a similar fashion as load variability. While considered to a limited extent in the LFD, the design philosophy of load-and-resistance factor design (LRFD) takes variability in the behavior of structural elements into account in an explicit manner. With the advent of these specifications, bridge engineers had a choice of two standards to guide their designs, the long-standing *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges*, and alternative, newly adopted *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Subsequently, the Federal Highway Administration (FHWA) and the states decided that starting in 2007 all new bridges have to be designed according to the LRFD standards.

6 DEVELOPMENT AND MAINTENANCE OF DESIGN CODES

The development of design codes is a joint effort of several parties including government officials, academic researchers and industry. Typically, a Code Developing Committee is appointed, with a careful consideration to provide a balance between the involved groups of interest. The main committee establishes and appoints subcommittees which are focused on selected sections and chapters of the Code. If needed, additional experts are invited to provide their expertise. In the development of ACI 318, the main committee includes about 60 members, and the subcommittees can have 10-20 members each. The work on the development of AASHTO LRFD Code included 10 person core committee, plus about 15 groups each with about 10 members, and about 200-300 experts from academia and industry.

The adoption of Code provisions is by voting of all members of the Committee or subcommittee. Negative votes require further clarification, and they have to be either withdrawn or over-ruled by majority. In case of bridge code (AASHTO LRFD), only State officials are voting members, with one vote for each State.

The development of maintenance of a code requires a considerable financial support. The funds are usually provided by various government agencies and industry.

7 EXAMPLE OF THE CODE CALIBRATION - ACI 318

Objective of the code calibration is the selection of load and resistance factors. The structural performance is measured in terms of the so called reliability index. Therefore, an important part of the code writing is the development of the reliability analysis procedure allowing the code committee to access the expected reliability of the structures that will be designed using the code. Another important step is the selection of the target reliability index, which cannot be too low (too many structures would fail) or too high (structures would be too expensive). The acceptability criteria in selection of load and resistance factors is closeness to a preselected target reliability index.

7.1 Calibration procedure

The calibration procedure used for selection of resistance factors for ACI 318 Code was based on the structural reliability theory (Nowak and Collins 2000). The calibration procedure included five steps.

First, the types of structural elements and materials covered by ACI 318 Code were identified. It was important to select the representative dimensions and reinforcement ratios for structural elements. Depending on the structural types, the typical load component ratios, $D/(D+L)$, were determined, where D = dead load effect and L = live load effect.

The second step was to select the statistical models for load components that are needed for reliability analysis. For each time-varying load, two load components were considered: an arbitrary-point-in-time value, and the maximum life-time value. The models included the mean value and coefficient of variation. It was assumed that the data-base for loads available in the literature was sufficient for the purpose of calibration. For load combinations, the Turkstra's rule was applied (Turkstra 1970, Turkstra and Madsen 1980; Nowak and Collins 2000).

The third step, selection of the resistance models, was one of the most important tasks in the calibration process. The available data-base for material properties was reviewed. The quality of materials (concrete and steel) had improved over the years and it was not reflected in the design formulas, particularly in the resistance factors.

The next step in the calibration process was focused on the reliability analysis

procedures. Various available procedures were presented in the literature (e.g. Nowak and Collins 2000). In this study, safety was measured in terms of the reliability index.

The developed procedure was applied to calculate the reliability indices for the considered structural types and materials, for various ratios of load components, designed exactly according to ACI 318-99 (no under-design or over-design). The analysis was performed for two sets of statistical models for resistance: (a) based on the material test data from 1970's and early 1980's, and (b) based of new material test data provided by the industry.

The next important step in the calibration process was the selection of the target reliability index for all design cases, including all of the considered structural types and materials. The reliability indices corresponding to the current practice, as calculated in the previous step were used as an important reference in the selection process. The target reliability level depends on consequences of failure, and cost of increasing/decreasing the safety margin by a unit (marginal cost of safety).

The final step in this calibration was the calculation and selection of resistance factors for the considered limit states and the design cases corresponding to the load factors specified in ASCE-7/98 Standard. The acceptance criterion was closeness to the target reliability index. The resistance factors were rounded to the nearest 0.05. To check the consistency of the results, reliability indices were calculated using the proposed resistance factors and the results were compared with the target values.

7.2 Reliability analysis

Load and resistance parameters are random variables; therefore, it is convenient to measure the structural performance in terms of the reliability index, β . Various procedures for calculation of β are presented by Nowak and Collins (2000). The reliability index, β , can be considered as a function of the probability of failure, P_F ,

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_F) \quad (6)$$

where Φ^{-1} is inverse standard normal distribution function.

The reliability analysis procedure used in this calibration includes the following steps:

- Prepare input data:
 - Structural type and limit state
 - Nominal values of load components: D , L , S , W and E
 - Load and resistance factors: γ_D , γ_L , γ_S , γ_W , γ_E , ϕ
- Calculate load parameters: the mean total load, corresponding coefficient of variation and standard deviation.
- Calculate the nominal resistance,
- Determine the statistical parameters of R ,
- Calculate the reliability index β ,

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (7)$$

where μ_R is mean value of resistance, μ_Q is mean value of the total load effect, σ_R is standard deviation of resistance, and σ_Q is standard deviation of the total load effect.

7.3 Target reliability index

The optimum value of the target reliability index, β_T , can be determined based on two parameters: consequences of failure and incremental cost of safety (Nowak and Collins 2000, Madsen et al. 1986; Melchers 1987). In general, the larger is the expected cost of failure, the larger is β_T . However, β_T also depends on the financial considerations. If additional reliability can be achieved at a low cost, then β_T can be larger than otherwise acceptable minimum level, and if it is very costly to increase β , then even β_T that is lower than otherwise required value can be acceptable. However, the selection of the optimum β_T requires a considerable data base.

The code provisions in ACI 318 apply to various types of structural components, and it is assumed that β_T is to be selected for primary members (important components), and failure of a component can cause failure of other components. For secondary members, β_T can be reduced. However, there is practically no basis available to determine the consequences of failure and cost of safety for the structural components considered in this study. Because of insufficient input data, in this study, the target reliability levels were selected on the basis of the existing code (ACI 318-99).

The relationship between the element reliability index, β_e , and system reliability index, β_s , depends on type of the system (parallel, series, or mixed) and degree of correlation between the elements. In general, statically determinate structures can be treated as series systems, and $\beta_s < \beta_e$, for parallel systems $\beta_s > \beta_e$. The difference between β_s and β_e depends on the coefficient of correlation, ρ ; and β_s increases for increased ρ , and for series systems, and β_s decreases for increased ρ for parallel systems.

It was assumed that the reliability indices for components designed using the ACI-318-99 Code are acceptable. The Code provisions have been used for over 30 years. Therefore, the corresponding values of β were calculated using the "old material data". These reliability indices were assumed to be a lower limit for acceptable values of β_T . For each type of component, a large variation of β 's as a function of load ratio is an indication that the load factors are not properly selected.

The target β is 3.5 for most of the components except of columns. Special consideration is required for slabs. In cast-in-place slabs, there is a considerable degree of load sharing, and the system reliability is much larger than β for a segment of 1 ft (1 m). This justifies a reduced value of $\beta_T = 2.5$. For precast slab panels, the degree of load sharing can be similar to beams.

7.4 Results of reliability analysis

The reliability indices corresponding to various categories of structural types and materials were reviewed and compared to the target values. For each case (structural type, material and limit state), the resulting reliability indices were calculated, as an example some results for $f'_c = 4000$ psf are presented in graphs on Fig. 5 to 7.

For the design cases using ACI 318-10 and using the proposed design formula, the calculations were carried out for several values of resistance factor, ϕ , to select one that provides the best fit to the target reliability index. The considered ϕ factors were rounded to 0.05. The resulting reliability indices are plotted for the recommended resistance factor ϕ , and in addition for two other values of resistance factor $\phi+0.05$ and $\phi-0.05$.

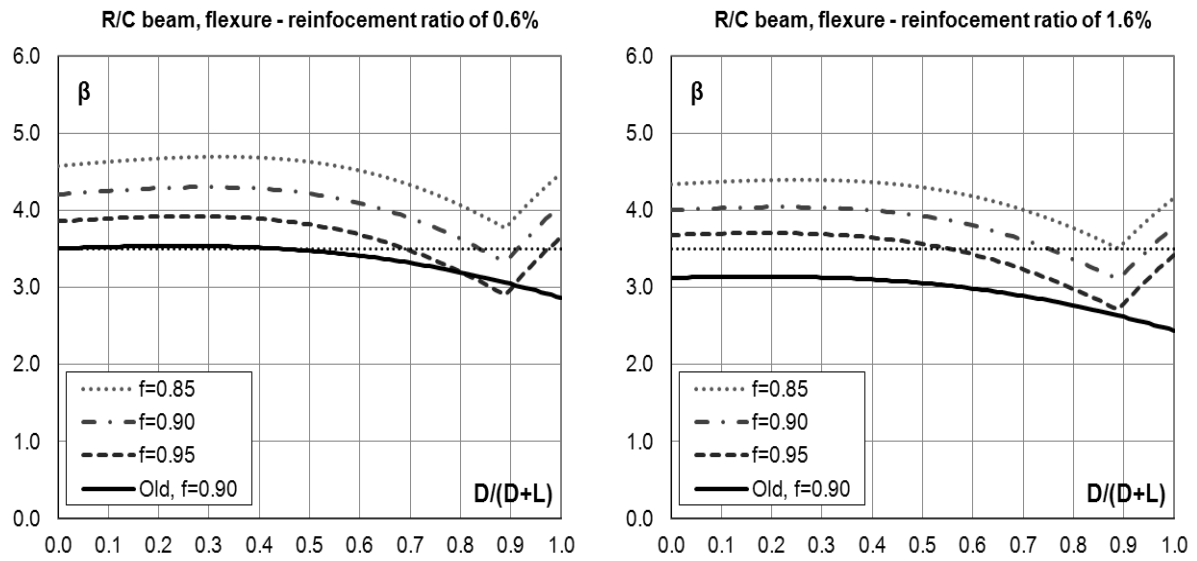


Fig. 5. Reliability index vs. load ratio for R/C beam in flexure

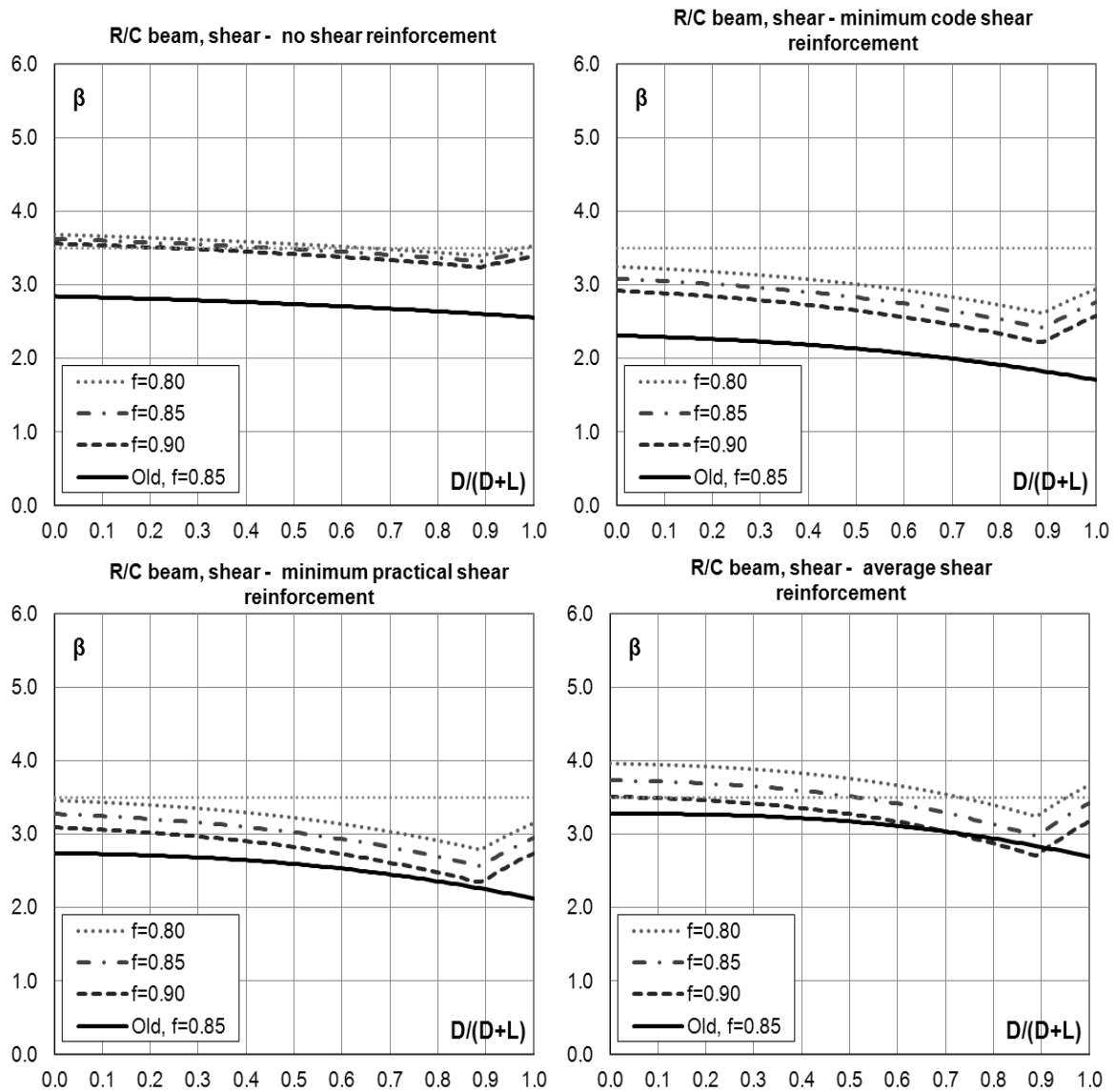


Fig. 6. Reliability index vs. load ratio for R/C beam in shear

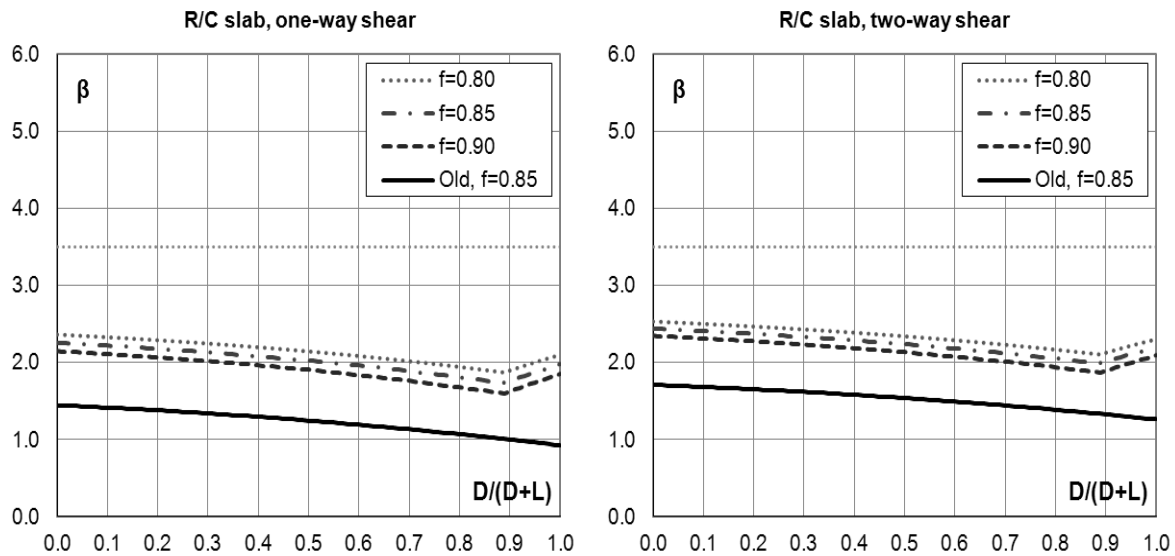


Fig. 7. Reliability index vs. load ratio for R/C slab

The reliability-based calibration performed for structural types and materials covered by the ACI 318-10 allow for increase of a resistance factor by about 10%.

8 EXAMPLE OF CODE CALIBRATION - AASHTO LRFD

8.1 Calibration procedure

The allowable stress method and load factor design, specified in the AASHTO Standard Specifications did not provide for a consistent and uniform safety level for various groups of bridges. One of the major goals set for the new code was to provide a uniform safety reserve. The main parts of the AASHTO specification were written over 50 years ago. There were many changes and adjustments at different times. In the result there were gaps and inconsistencies.

The development of a new code involved the following steps:

1. Selection of representative bridges. About 200 structures were selected from various geographical regions of the United States. These structures cover materials, types and spans which are characteristic for the region. Emphasis is placed on current and future trends, rather than very old bridges. For each selected bridge, load effects were calculated for various components. Load carrying capacities were also evaluated.
2. Establishing the statistical data base for load and resistance parameters. The available data on load components, including results of surveys and other measurements, was gathered. Truck survey and weigh-in-motion (WIM) data were used for modeling live load. There was little field data for dynamic load and therefore a numerical procedure was developed for simulation of the dynamic bridge behavior. Statistical data for resistance include material tests, component tests and field measurements. Numerical procedures were developed for simulation of behavior of large structural components and systems.
3. Development of load and resistance models. Loads and resistance are treated as random variables. Their variation is described by cumulative distribution functions (CDF) and correlations. For loads, the CDF's were derived using the available statistical data base (Step 2). Live load model includes multiple presence of trucks in one lane and in adjacent lanes. Multilane reduction factors were calculated for wider bridges. Dynamic load was modeled for single trucks and two trucks side-by-side. Resistance

models were developed for girder bridges. The variation of the ultimate strength was determined by simulations.

4. Development of the reliability analysis procedure. Structural performance is measured in terms of the reliability, or probability of failure. Reliability is measured in terms of the reliability index, β , calculated using an iterative procedure. The developed load and resistance models (Step 3) are a part of the reliability analysis procedure.
5. Selection of the target reliability index. Reliability indices were calculated for a wide spectrum of bridges designed according to the then current AASHTO. The performance of existing bridges was evaluated to determine whether their reliability level is adequate. The target reliability index, β_T , was selected to provide a consistent and uniform safety margin for all structures.
6. Calculation of load and resistance factors. Load factors, γ , were calculated so that the factored load has a predetermined probability of being exceeded. Resistance factors ϕ , are calculated so that the structural reliability is close to the target value β_T .

8.2 Results of reliability analysis

Basic design formula for bridge design is

$$\gamma_D D + \gamma_L L(1 + I) \leq \phi R \quad (8)$$

In the AASHTO Standard Specifications (old)

$$1.30 \cdot D + 2.17 \cdot L(1 + I) \leq \phi R \quad (9)$$

where: D - moment due to dead load, L - moment due to live load, I - dynamic load factor, R - moment carrying capacity, $\phi = 1.0$ for steel girders; $\phi = 1.0$ for prestressed concrete girders; $\phi = 0.9$ for reinforced concrete T-beams.

In the AASHTO LRFD Code (new)

$$1.25 \cdot D + 1.75 \cdot L(1 + I) \leq \phi R \quad (10)$$

where: D - moment due to dead load, L - moment due to revised live load, I - revised dynamic load factor, R - moment carrying capacity, $\phi = 0.95$ for steel girders, moment and shear; $\phi = 1.00$ for prestressed concrete girders, moment; $\phi = 0.90$ for reinforced concrete T-beams, moment. $\phi = 0.85$ for reinforced concrete and prestressed concrete, shear.

Load factors were determined so that for each factored load, the probability of being exceeded is about the same for all load components. Resistance factor was determined so that the reliability index, β , is close to the target value, β_T . Prior to calibration, there was a considerable spread of reliability indices. After calibration, the reliability indices are close to the target value.

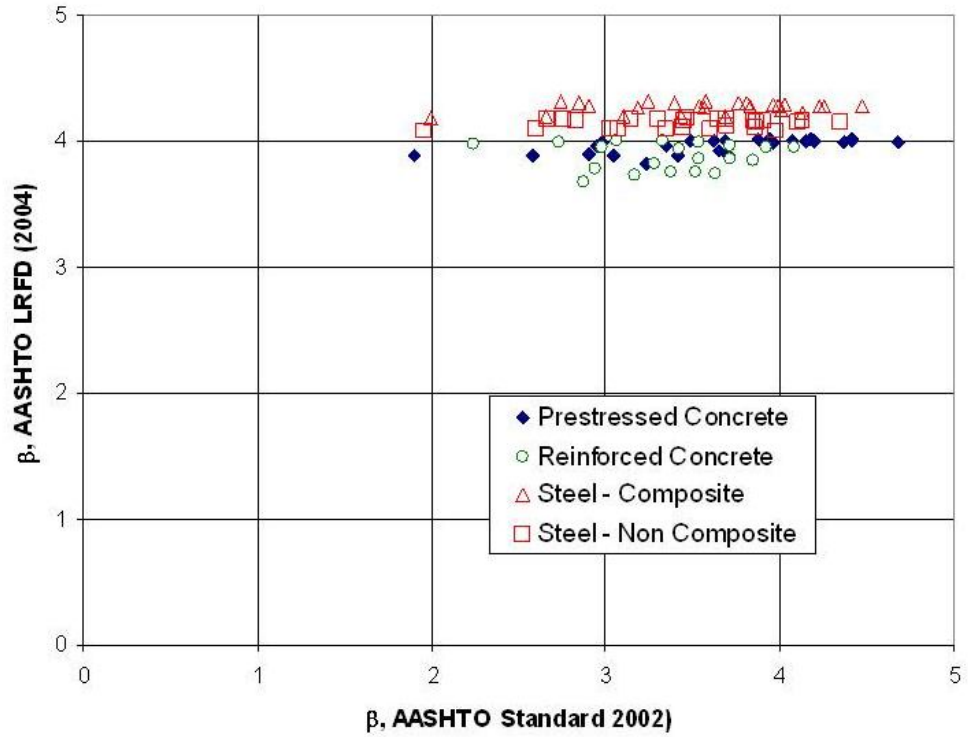


Fig. 8. Reliability indices for AASHTO Standard and AASHTO LRFD - Moment

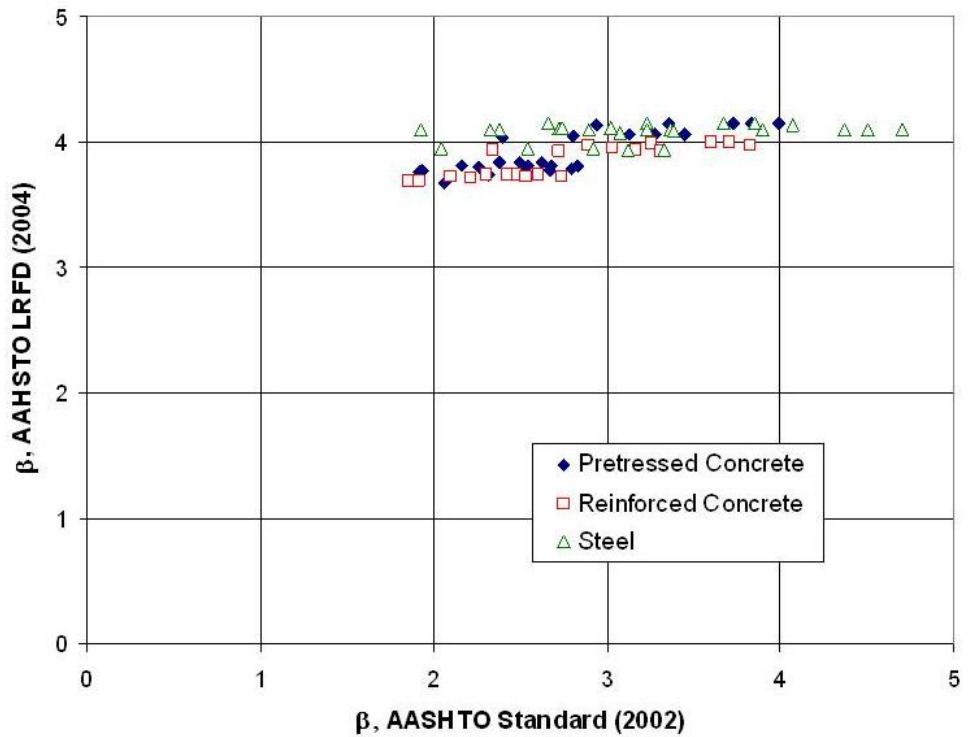


Fig. 9. Reliability indices for AASHTO Standard and AASHTO LRFD - Shear

Limit state design or LRFD codes provide for a consistent reliability level. The format is flexible, and it can be used for new structural types, new materials. Improved quality can be reflected in increased resistance factors and reduced load factors

9 CONCLUSIONS

The paper attempts to summarize the primary aspects for design of structures in American Standards, Codes and Specifications. The main purpose of Building Codes is the same in all countries; however the practice of developing, approving, and enforcing building codes can vary depending on geographical region. The new generation of design codes in the United States is based on the limit state philosophy, which is referred to as Load and Resistance Factor Design (LRFD). Previous codes were either based on Allowable Stress Design, also called Working Stress Design, or a simple earlier version of Load Factor Design (LFD).

In building design, loads are given in ASCE Standard 7, but the other provisions are specified in material-related documents such as ACI 318 for reinforced and prestressed concrete and AISC for steel.

Design of highway bridges is carried out according to the AASHTO LRFD Code, which includes provisions on load and resistance, for all materials.

The introduction of the LRFD Codes allows for a more rational design, with a more optimum distribution of safety margins. The calibrated load and resistance factors result in a drastic reduction of the spread of reliability indices for various load cases, structural types and materials.

REFERENCES

- [1] AASHTO, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 4th Edition", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2007.
- [2] ACI 318-08, "Building Code Requirements for Structural Concrete," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008
- [3] AISC, "Steel Construction Manual", American Institute of Steel Construction Inc., 2005
- [4] ASCE/SEI Standard 7-10, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2010
- [5] Ellingwood, B.; Galambos, T. V.; McGregor, J. G.; Cornell, C. A., "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58," NBS Special Report 577, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980
- [6] Ellingwood, B. and Rosowsky, D., "Combining Snow and Earthquake Loads for Limit States Design", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 11, 1996, 1364-1368
- [7] Galambos, T. V., Ellingwood B., McGregor, J. G., and Cornell, C. A., "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice," Journal of the Structural Division (ASCE), No. ST5, 1982, pp. 957-977
- [8] Madsen, H.O., Krenk, S. and Lind, N.C., "Methods of structural safety", Prentice-Hall, New Jersey, 1986.
- [9] Melchers, R.E., "Structural reliability analysis and prediction", Ellis Horwood Limited, 1987.
- [10] Nowak, A. S.; Collins K. R., "Reliability of structures," McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Singapore, 2000
- [11] Nowak, A.S., 1995, "Calibration of LRFD Bridge Code", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 8, pp. 1245-1251.
- [12] Nowak, A.S. and Szerszen, M.M., "Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318) Part 1: Statistical Models for Resistance", ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 3, 2003, pp. 377-382.
- [13] Nowak, A.S., "Calibration of LRFD Bridge Design Code", NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1999.

- [14] Szerszen, M.M. and Nowak, A.S., "Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318) Part 2: Reliability Analysis and Resistance Factors", ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 3, 2003, pp. 383-391.
- [15] Turkstra, C.J., "Theory of Structural Design Decisions", Solid Mechanics Study No. 2, University of Waterloo, Waterloo, Canada, 1970.
- [16] Turkstra, C.J. and Madsen, H.O., "Load Combinations in Codified Structural Design", Proceedings of ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 106, No. St 12, Dec. 1980, pp. 2527-2543.
- [17] Quimby T.B., "A Beginner's Guide to the Structural Engineering - Basic Design Concepts", <http://www.bgstructuralengineering.com/BGDesign/index.htm>, 2006-2008

AMERYKAŃSKIE NORMY, STANDARDY I SPECYFIKACJE

Streszczenie

Referat przedstawia przegląd amerykańskich norm do projektowania budynków i konstrukcji mostowych. Starsze normy były oparte na naprężeniach dopuszczalnych, późniejsze wprowadzały współczynniki obciążeniowe. Jednakże nowa generacja norm, oparta na stanach granicznych, pozwala na racjonalne rozłożenie zapasów bezpieczeństwa. Obciążenia w budynkach są podane w dokumencie ASCE Standard 7, a wymagania projektowe są w innych dokumentach. I tak dla konstrukcji stalowych w AISC Specifications a dla żelbetowych i sprężonych w ACI 318. natomiast projektowanie konstrukcji mostowych jest według normy AASHTO LRFD, która obejmuje zarówno obciążenia jak i wytyczne do analizy i wymiarowania. Ważną częścią opracowania nowej normy projektowej jest kalibracja, której celem jest wybranie optymalnych współczynników obciążenia i nośności. Kryterium przydatności stanowi niezawodność konstrukcji. Optymalne współczynniki pozwalają na osiągnięcie wskaźników niezawodności bliskich wcześniej ustalonej wartości docelowej.

Krzysztof OSTROWSKI¹
MTA Engineering Sp. z o.o.

DOŚWIADCZENIA Z PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI WEDŁUG NORM EUROPEJSKICH

STRESZCZENIE

Artykuł opisuje doświadczenia z realizacji projektów według norm europejskich. Zaprezentowano rozwiązania stosowane w projektowaniu konstrukcji wsporczych kotłów nadkrytycznych na przykładzie elektrowni w Ledvicach oraz w Luenen. Wprowadza się metodę wykonywania obliczeń statycznych połączeń wykorzystując zapis modelu konstrukcji w postaci numerycznej. Podano przykładowe rozwiązanie typoszeregów węzłów oraz zasadę ich konstruowania. Przedstawiono metodę prognozowania rozwiązań połączeń węzłów na bazie teorii logiki rozmytej.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, węzły podatne, typoszeregi węzłów, logika rozmyta

1 MODELOWANIE KONSTRUKCJI

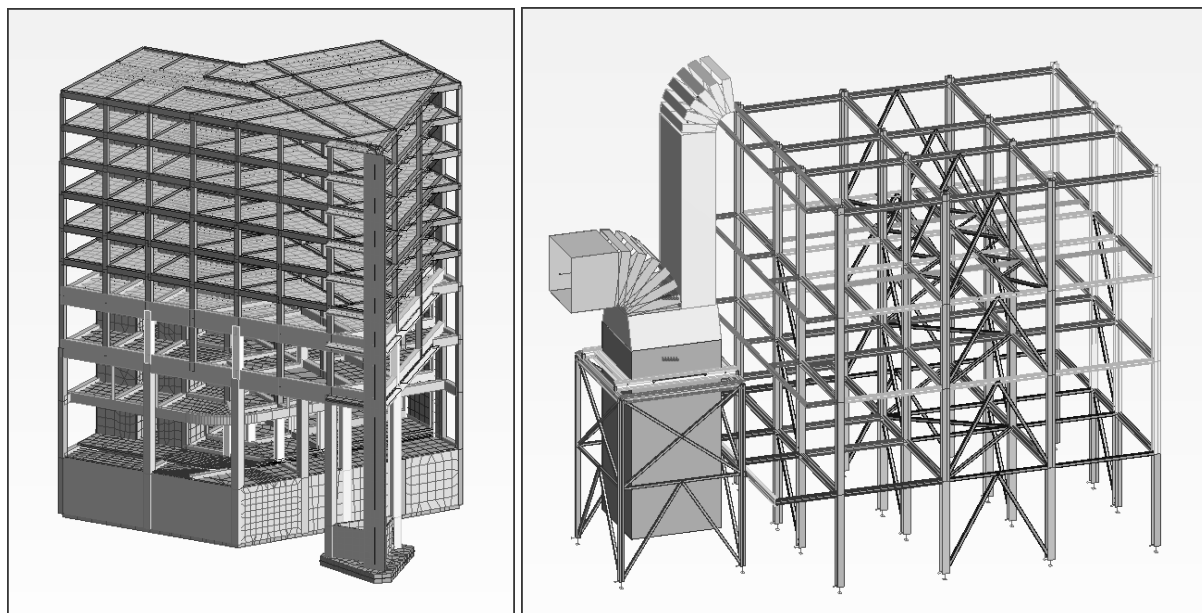
1.1 Zastosowanie programów obliczeniowych w projektowaniu.

Ze względu na różnorodność form projektowanych obiektów wyszczególniamy kilka sposobów modelowania i rozwiązywania zagadnień statycznych. Modele prętowe dwu- i trójwymiarowe mają szerokie zastosowanie w projektowaniu budynków szkieletowych, modele powłokowe w budownictwie mieszkaniowym i przemysłowych konstrukcjach powłokowych, modele bryłowe w projektowaniu posadowień. Łącząc modele prętowe z powłokowymi stworzono możliwość obliczeń statycznych konstrukcji zespolonych. Wielkość planowanych obiektów oraz stopień ich skomplikowania powinien zawsze iść w parze z umiejętnościami i doświadczeniem projektanta. Dlatego wykonywanie analiz styczno-wytrzymałościowych powinno być poprzedzone gruntownym przestudiowaniem dostępnej wiedzy fachowej w zakresie modelowania jak i konstruowania obiektów.

Na rynku oprogramowania dostępnych jest wiele dobrych i sprawdzonych platform wspomagających procesy projektowe. Decydując o wyborze oprogramowania należy się kierować referencjami, jakie zdobyło ono na rynku oraz czy dany program jest dedykowany do zadań, jakie planuje się realizować. W projektach realizowanych w firmie MTA Engineering główną platformą obliczeniową jest program Robot (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011) umożliwiający wykonywanie obliczeń statycznych według norm

¹ krzysztof.ostrowski@mta-online.net

europiejskich (EN), brytyjskich (BS) i amerykańskich (ASCE). Stosowany jest w obliczeniach konstrukcji żelbetowych a także stalowych (rys. 1). Stosowanie zaawansowanych programów obliczeniowych pozwala na kształtowanie przestrzennych modeli odwzorowujących rzeczywistą pracę konstrukcji. W projektowaniu konstrukcji stalowych zaletą stosowanego oprogramowania jest możliwość uwzględnienia w obliczeniach podatności węzłów. W konstrukcjach żelbetowych natomiast wyliczana jest automatycznie powierzchnia zbrojenia elementu.



Rys.1. Przykłady zastosowania programu Robot Millenium – konstrukcje prętowo-powłokowe.

Przykładem realizacji konstrukcji żelbetowej, gdzie wykorzystano moduł analizy prętowo-powłokowej jest centrum handlowe „Galeria Rzeszów” w Rzeszowie (rys. 2 i 3).



Rys. 2. „Galeria Rzeszów” - wizualizacja



Rys. 3. „Galeria Rzeszów” w trakcie realizacji.

1.2 Zmiana metody wykonywania obliczeń statycznych.

Po wprowadzeniu normy [5] w znaczący sposób zmieniła się metoda wykonywania obliczeń statycznych konstrukcji stalowych. Dotychczas obliczenia były wykonywane według następującego toku postępowania:

1. Przyjęcie schematu statycznego.
2. Zestawienie obciążeń, ustalenie kombinacji obciążeń.
3. Analiza statyczna.

4. Sprawdzenie stanów granicznych SGN i SGU.
5. Projektowanie węzłów.

Taki sposób wykonywania obliczeń nie uwzględniał podatności węzłów. Nowe podejście sformułowane w normie [5] oraz zalecenia w niej zawarte zakreślają ramy postępowania według następującej procedury obliczeniowej:

1. Przyjęcie schematu statycznego.
2. Zestawienie obciążeń, ustalenie kombinacji obciążeń.
3. Analiza statyczna bez podatności węzłów, wstępne zwymiarowanie profili, określenie sił przekrojowych.
4. Dobór węzłów spełniających kryteria wytrzymałościowe dla sił wyznaczonych w pkt 3, wyznaczenie podatności węzłów.
5. Analiza statyczna z uwzględnieniem podatności węzłów.
6. Sprawdzenie stanów granicznych SGN i SGU.
7. Sprawdzenie nośności węzłów dla sił przyłączeniowych otrzymanych w pkt 5.
8. Korekta profili lub węzłów i powrót do pkt 5, jeżeli zachodzi taka potrzeba.

Jest to model ideowy i możliwy do wykonania. W praktyce jednak w pewnych przypadkach trudny do zastosowania. Ma to miejsce w obiektach posiadających dużą liczbę elementów. Przykładem mogą być konstrukcje wsporcze kotłów nadkrytycznych w obiektach energetycznych, gdzie liczba elementów przekracza 30 tys., a łączny tonaż konstrukcji wynosi ponad 20 tys. ton. Istnieje tu duże zróżnicowanie asortymentu profili oraz znaczny rozrzut sił przekrojowych. Utrudniona jest więc procedura iteracyjna, której celem jest uzyskanie modelu obliczeniowego zbliżonego do rzeczywistych warunków pracy konstrukcji.

Najbardziej wstrzymującym jak dotychczas etapem przy realizacji projektów według nowych zasad jest pkt. 4 procedury (wyznaczenie podatności węzłów). Związane jest to z brakiem odpowiednio dużej „bazy informacji o podatności węzłów”. W literaturze podano wiele przykładów obliczeń podatności węzłów i jest to bardzo pomocne w projektowaniu, lecz metoda jest skomplikowana i powoduje duży nakład pracy.

W pozycji [2] podano metodę wykonywania obliczeń statycznych z uwzględnieniem podatności węzłów, lecz stosowanie jej wymaga od projektanta szerokiej znajomości zagadnień związanych z zaawansowaną analizą konstrukcji. Dlatego musi upłynąć jeszcze wiele czasu zanim nowe procedury będą w pełni rozumiane i powszechnie stosowane.

1.3 Odwzorowanie schematów statycznych.

W trakcie opracowania projektów wykonawczych prawidłowe odwzorowanie schematów statycznych jest warunkiem koniecznym w celu zapewnienia bezpiecznej eksploatacji obiektów. Kształtowanie węzłów podatnych jest jeszcze materialem nie do końca dla wszystkich rozpoznana i dlatego mają miejsce przypadki, w których nieumyślnie pozostawia się brak możliwości kształtowania połączeń stalowych zgodnych z zakładanym schematem statycznym. Jednym ze sposobów rozwiązania takich sytuacji projektowych jest następujący przykład:

Rozpatruje się oparcie belki na słupie o następujących gabarytach:

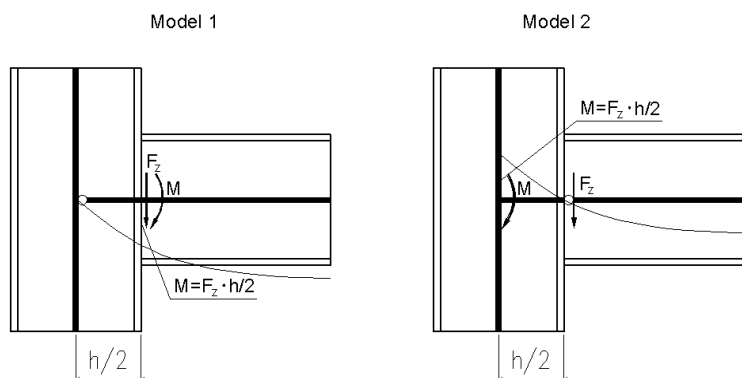
Belka: blachownica HI2200-40-35*700

Słup: kwadratowy spawany z blach WB800-35-35*800-0

W belce występują następujące siły przyłączeniowe: $F_z = 9700$ kN, $N = 1000$ kN.

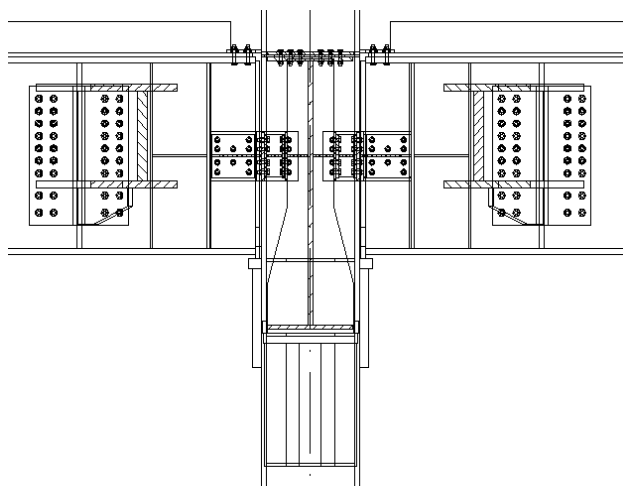
Na rys. 4 pokazano dwa modele pracy połączenia. W projekcie budowlanym przyjęto model obliczeniowy zakładający pierwszy schemat pracy - Model 1. Kształtując połączenie na styku ze słupem pojawia się dodatkowy moment od mimośrodowego przyłożenia siły poprzecznej F_z , dlatego wykształtowanie połączenia momentowego jest warunkiem

koniecznym dla zachowania ciągłości schematu statycznego belki. Wprowadza zarazem sztywne zamocowanie belki na słupie. Ponieważ w projekcie budowlanym nie była prowadzona analiza konstrukcji z uwzględnieniem połączeń podatnych, zaproponowano wariant bardziej bezpieczny, jak pokazano na rys. 4 – Model 2. W wyniku przyjęcia tego schematu całkowity moment od siły poprzecznej ($M=V_z \cdot h/2$) zostaje przeniesiony przez słup, a na ścianie słupa ukształtowano połączenie przegubowe.

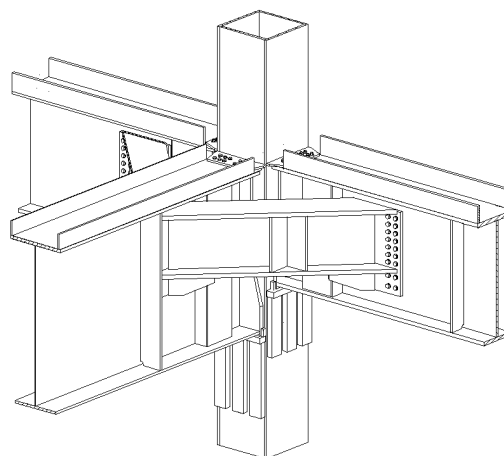


Rys. 4. Schematy pracy połączenia

W celu zabezpieczenia belki przed oddziaływaniem sił poziomych górną półkę belki przykręcono do blachy przyspawanej do słupa, w której wykonano otwory owalne po kierunku długości belki. Uzyskano w ten sposób blokadę w kierunku poprzecznym i przesuw w kierunku podłużnym, co zapewnia obrót belki na podporze. Konsekwencją zmiany schematu pracy połączenia było ponowne przeliczenie konstrukcji i zwymiarowanie słupa na nowe siły (rys. 5 i 6).



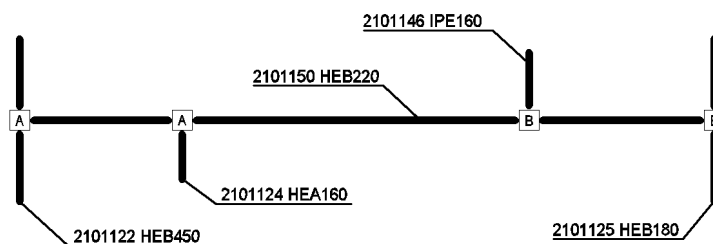
Rys. 5. Oparcie belki na słupie – przekrój poprzeczny



Rys. 6. Oparcie belki na słupie - widok 3D

1.4 Model numeryczny konstrukcji

Pod pojęciem modelu numerycznego należy rozumieć zbiór wszystkich parametrów opisujących model konstrukcji zapisanych w sposób bazodanowy. Dla potrzeb realizacji projektu tworzona jest „baza danych” informacji o elementach konstrukcji. Każdy element zostaje oznakowany (rys. 7).



Rys. 7. Znakowanie elementów konstrukcji.

Dla każdego elementu nadawany jest numer pozycji, który od momentu zaprojektowania jest znakiem identyfikacyjnym elementu w trakcie realizacji wszystkich faz projektu. Elementy klasyfikuje się ze względu na funkcję, jaką pełnią w konstrukcji. Specyfikuje się następujące rodzaje elementów: belki podestowe, rygle ścienne, słupy, stężenia podestowe, stężenia ścienne, wsporniki. Tak zdefiniowany podział pozwala na grupowe przyporządkowanie rozwiązań tego samego typu z wykonanych wcześniej typoszeregów połączeń. Każdy z projektowanych elementów posiada dwie końcówki [A] i [B] dla których opisane zostają siły przyłączeniowe w węzłach, dodatkowo zamieszcza się informację o pełnionej roli w konstrukcji, zdefiniowany zostaje typ połączenia, przypisuje się numer węzła, przyporządkowuje się numer statyczny pozycji, podaje się dane o elemencie nadrzędnym oraz wiele innych informacji opisujących strukturę projektowanego obiektu. W tabeli 1 przedstawiono zestawienie parametrów pozycji w jednym z realizowanych projektów.

Numeryczny zapis konstrukcji stwarza dla projektantów nowe możliwości w realizacji projektów i analizie konstrukcji. Pozwala oderwać się od żmudnych obliczeń, jakie są konsekwencją wprowadzenia Eurokodów i skupić nad tym, co w projektowaniu jest najistotniejsze.

Tabela 1. Zestawienie parametrów pozycji

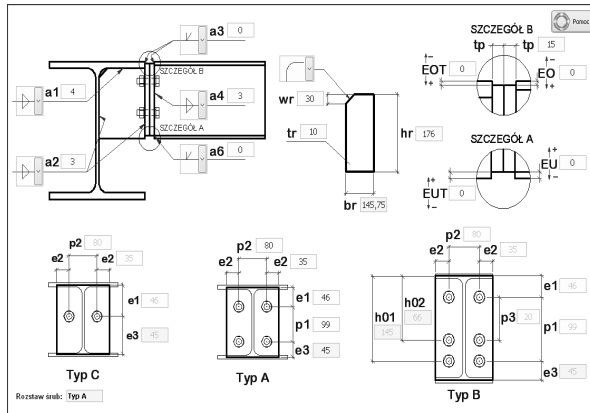
Zakres	Nr	Profil główny	Profil nadrzędny	Rodzaj	Support	A/B	N	Vz	Vy	My	Mz	Mx	Opis elementu	Nr podwęzła
210 Platform 26.6250	2101146	IPE180	HEB450	BB1010_C13	A	Min Max	5 5	30 30	5 5	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00210_0339_001.rev00
210 Platform 26.6250	2101146	IPE180	HEB450	BB1010_C13	B	Min Max	5 5	30 30	5 5	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00210_0340_001.rev00
210 Platform 26.6250	2101147	HEB320	HEA300	09040_R_02	A	Min Max	140 140	120 120	20 20	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00118_0005_001.rev00
210 Platform 26.6250	2101147	HEB320	HEA340	09040_R_02	B	Min Max	140 140	150 150	15 15	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00118_0006_001.rev00
210 Platform 26.6250	2101148	HEB220	HEB450	BB1010_C13	A	Min Max	10 10	60 60	40 40	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00210_0125_001.rev01
210 Platform 26.6250	2101148	HEB220	HEB700	09040_R_02	B	Min Max	80 80	40 40	10 10	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00210_0448_001.rev00
210 Platform 26.6250	2101149	HEB220	HEB450	BB1010_C13	A	Min Max	15 15	70 70	45 45	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00210_0402_001.rev01
210 Platform 26.6250	2101149	HEB220	HEB700	09040_R_02	B	Min Max	290 290	50 50	10 10	-95 50	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00210_0427_001.rev00
210 Platform 26.6250	2101150	HEB220	HEB450	BB1010_C13	A	Min Max	10 10	40 40	50 50	0 0	0 0	0 0	belka podestowa	09040_00210_0395_001.rev01

1.5 Typoszeregi węzłów

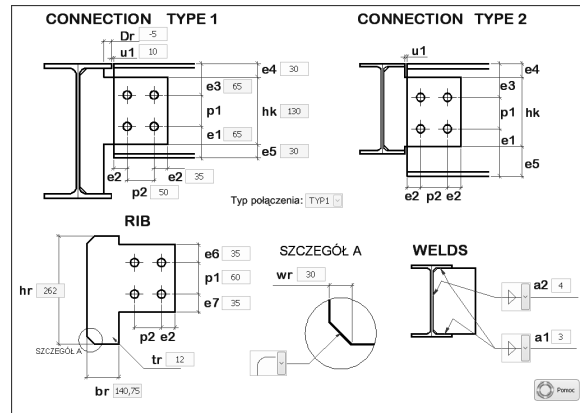
Celem wsparcia procesów projektowych zostały opracowane „typoszeregi” węzłów. Wykonanie stosownie dużej ilości rozwiązań wpływa na bezpieczne i szybkie przyjęcie do dalszych analiz węzłów o odpowiedniej nośności. Bezpieczeństwo w projektowaniu jest czynnikiem nadrzędnym, dlatego rozwiązanie przypadków elementarnych jest działaniem priorytetowym zapobiegania wytworzenia produktu niezgodnego (wadliwego).

Ważnym powodem tworzenia baz danych połączeń jest także optymalizacja kosztów wykonawstwa konstrukcji. Stosując węzły jednego rodzaju dla wielu elementów wysyłkowych uzyskujemy w efekcie takie same elementy przyłączeniowe. Ułatwia to proces prefabrykacji, a przy tak zaprojektowanych połączeniach generowany jest mniejszy odpad materiału.

Przykładem szerokiego stosowania połączeń stypizowanych jest elektrownia w Ledvicach (Czechy). Projekt wykonawczy obejmował 11 800 ton konstrukcji. Dla tego zakresu opracowano 47 764 węzły. Spośród wielu typów połączeń zastosowanych w projekcie podaje się dwa przykładowe rozwiązania pokazane na rys. 8 i 9.



Rys. 8. Schemat połączenia typu „TB”.



Rys. 9. Schemat połączenia typu „VA”.

Dla każdego typoszeregu budowana jest macierz parametrów opisująca geometrię połączenia.

W tabeli 2 zamieszczono zestawienie parametrów dla typoszeregu „TB” pokazanego na rys. 7. Zestawienie obejmuje kombinacje śrub M16 i M20 oraz zestawów spoin: A, B, C z blachami o grubości 15 i 20mm w zakresie połączenia profilu HEA400 z profilami HEA240, HEA260, HEA280.

Tabela 2. Zestawienie parametrów dla typoszeregu „TB”.

	TYP	Profil główny	Profil drugorzędny	t_p	t_r	e_1	e_2	e_3	p_1	p_2	p_3	a_1	a_2	a_3	a_4	a_6	$V_{z \max}$ [kN]
HEA400 / HEA240	TB162H40H24TP15A	HEA400	HEA240	15	10	45	35	39	134	80	0	4	3	4	3	4	79,40
	TB162H40H24TP15B	HEA400	HEA240	15	10	45	35	39	134	80	0	5	4	5	4	5	104,62
	TB162H40H24TP20A	HEA400	HEA240	20	10	45	35	39	134	80	0	4	3	4	3	4	77,80
	TB162H40H24TP20B	HEA400	HEA240	20	10	45	35	39	134	80	0	5	4	5	4	5	102,51
	TB202H40H24TP15A	HEA400	HEA240	15	12	53	40	44	121	100	0	4	3	4	3	4	82,04
	TB202H40H24TP15B	HEA400	HEA240	15	12	53	40	44	121	100	0	5	4	5	4	5	108,15
	TB202H40H24TP15C	HEA400	HEA240	15	12	53	40	44	121	100	0	6	4	6	4	6	111,67
	TB202H40H24TP20A	HEA400	HEA240	20	12	53	40	44	121	100	0	4	3	4	3	4	80,40
	TB202H40H24TP20B	HEA400	HEA240	20	12	53	40	44	121	100	0	5	4	5	4	5	105,98
TB202H40H24TP20C	HEA400	HEA240	20	12	53	40	44	121	100	0	6	4	6	4	6	109,45	
HEA400 / HEA260	TB162H40H26TP15A	HEA400	HEA260	15	10	45	35	39	154	80	0	4	3	4	3	4	90,31
	TB162H40H26TP15B	HEA400	HEA260	15	10	45	35	39	154	80	0	5	4	5	4	5	119,01
	TB162H40H26TP20A	HEA400	HEA260	20	10	45	35	39	154	80	0	4	3	4	3	4	88,54
	TB162H40H26TP20B	HEA400	HEA260	20	10	45	35	39	154	80	0	5	4	5	4	5	116,67
	TB202H40H26TP15A	HEA400	HEA260	15	12	53	40	44	141	100	0	4	3	4	3	4	93,31
	TB202H40H26TP15B	HEA400	HEA260	15	12	53	40	44	141	100	0	5	4	5	4	5	123,00
	TB202H40H26TP15C	HEA400	HEA260	15	12	53	40	44	141	100	0	6	4	6	4	6	127,01
	TB202H40H26TP20A	HEA400	HEA260	20	12	53	40	44	141	100	0	4	3	4	3	4	91,50
	TB202H40H26TP20B	HEA400	HEA260	20	12	53	40	44	141	100	0	5	4	5	4	5	120,60
TB202H40H26TP20C	HEA400	HEA260	20	12	53	40	44	141	100	0	6	4	6	4	6	124,56	
HEA400 / HEA280	TB162H40H28TP15A	HEA400	HEA280	15	10	45	35	39	174	80	0	4	3	4	3	4	101,57
	TB162H40H28TP15B	HEA400	HEA280	15	10	45	35	39	174	80	0	5	4	5	4	5	130,01
	TB162H40H28TP20A	HEA400	HEA280	20	10	45	35	39	174	80	0	4	3	4	3	4	99,64
	TB162H40H28TP20B	HEA400	HEA280	20	10	45	35	39	174	80	0	5	4	5	4	5	127,13
	TB202H40H28TP15A	HEA400	HEA280	15	12	53	40	44	161	100	0	4	3	4	3	4	104,92
	TB202H40H28TP15B	HEA400	HEA280	15	12	53	40	44	161	100	0	5	4	5	4	5	138,31
	TB202H40H28TP15C	HEA400	HEA280	15	12	53	40	44	161	100	0	6	4	6	4	6	142,80
	TB202H40H28TP20A	HEA400	HEA280	20	12	53	40	44	161	100	0	4	3	4	3	4	102,94
	TB202H40H28TP20B	HEA400	HEA280	20	12	53	40	44	161	100	0	5	4	5	4	5	135,69
TB202H40H28TP20C	HEA400	HEA280	20	12	53	40	44	161	100	0	6	4	6	4	6	140,12	

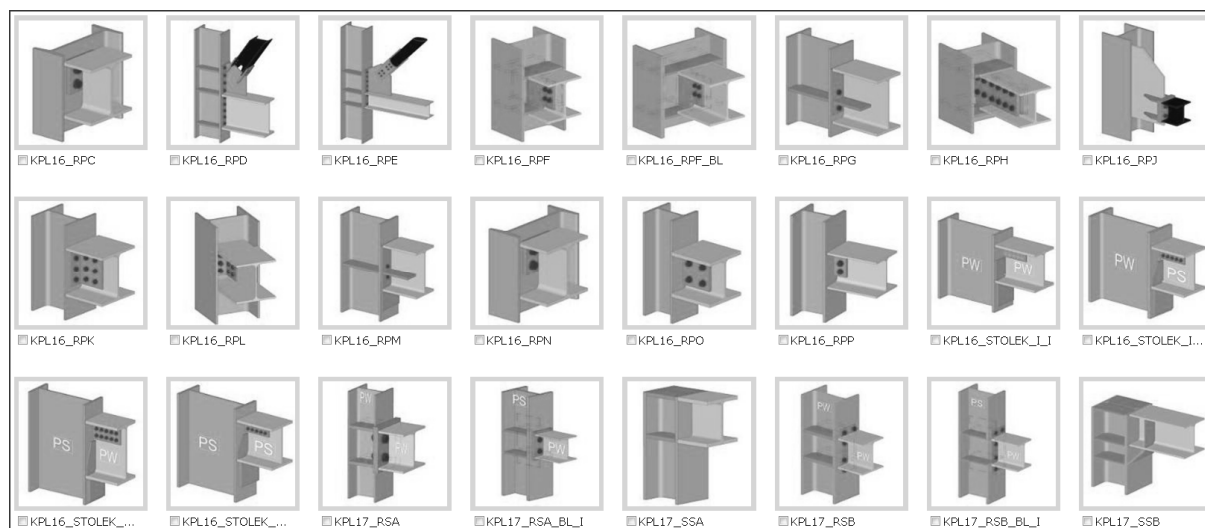
Dla każdego zakresu powiązań zdefiniowano następujące zestawy spoin:

- A – $a_1=4\text{mm}$, $a_2=3\text{mm}$, $a_3=4\text{mm}$, $a_4=3\text{mm}$, $a_6=4\text{mm}$
 B – $a_1=5\text{mm}$, $a_2=4\text{mm}$, $a_3=5\text{mm}$, $a_4=4\text{mm}$, $a_6=5\text{mm}$
 C – $a_1=6\text{mm}$, $a_2=4\text{mm}$, $a_3=6\text{mm}$, $a_4=4\text{mm}$, $a_6=6\text{mm}$

Dla połączenia typu „TB” sprawdzane są następujące warunki nośności ($w_{ar,i}$):

1. Sprawdzenie spoin łączących pas belki drugorzędnej do blachy czołowej. ($w_{ar,1}$)
2. Sprawdzenie spoin łączących środkik belki drugorzędnej do blachy czołowej. ($w_{ar,2}$)
3. Sprawdzenie spoin łączących blachę czołową do belki głównej i żebra. ($w_{ar,3}$)
4. Sprawdzenie żebra usztywniającego. ($w_{ar,4}$)
5. Sprawdzenie spoin łączących pas belki drugorzędnej do blachy czołowej. ($w_{ar,5}$)
6. Rozciągana blacha czołowa belki drugorzędnej. ($w_{ar,6}$)
7. Rozciągana blacha czołowa belki głównej. ($w_{ar,7}$)
8. Nośność śrub na ścinanie. ($w_{ar,8}$)
9. Uplastycznienie blachy czołowej belki drugorzędnej. ($w_{ar,9}$)
10. Uplastycznienie blachy czołowej belki głównej. ($w_{ar,10}$)
11. Sprawdzenie śrub poddanych ścinaniu z rozciąganiem. ($w_{ar,11}$)

Po wyliczeniu nośności dla każdego zestawu parametrów wyniki obliczeń zamieszcza się w bazie danych. W procesie projektowym dla nowo projektowanych węzłów przeszukuje się bazę rozwiązań i wybiera te, które spełniają warunki nośności. Wymienione typoszeregi „TB” i „VA” zastosowano w przywołanym kontrakcie odpowiednio dla TB – 422 razy, VA – 9240 razy.



Rys. 10. Przykłady typoszeregów BS – belka ściana.

Podobny tok postępowania jest stosowany dla wielu innych połączeń pokazanych na rys. 10.

Dużą efektywność w projektowaniu połączeń uzyskuje się stosując teorię logiki rozmytej. Jej twórcą jest profesor Lofti A. Zadech. Modeluje ona zjawiska nieprecyzyjne i znajduje głównie zastosowanie w tworzeniu systemów eksperckich, które m.in. działają w pralkach, lodówkach czy systemach wentylacyjnych tuneli podziemnych. W projektowaniu połączeń podobnie jak w wymienionych zastosowaniach na podstawie zgromadzonej wiedzy eksperckiej tworzone są reguły dopasowania rozwiązań w zakresach zbiorów rozmytych. Jeżeli przestrzenią przeszukiwania jest zbiór A, to wartość funkcji przynależności można interpretować jako procent na ile dany element x należy do zbioru A. W danej przestrzeni rozważań funkcją przynależności zbioru A może być dowolna funkcja określona na całej przestrzeni X.

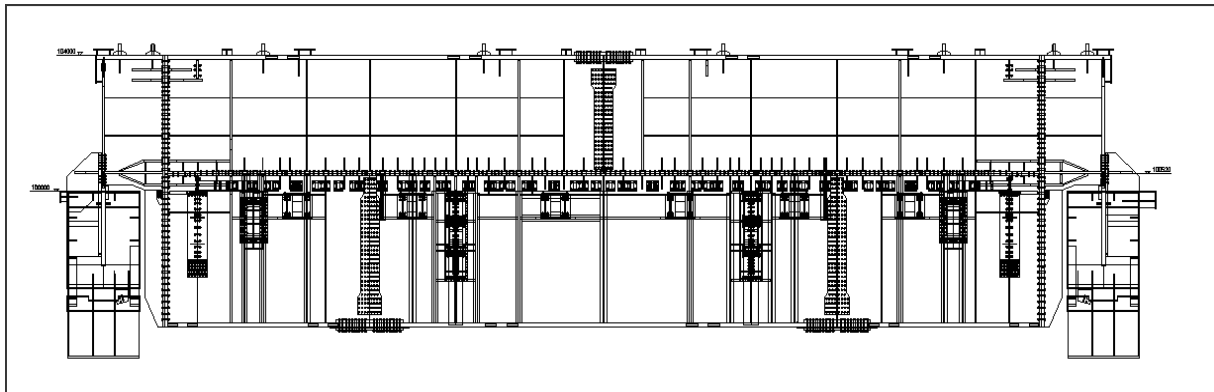
Do analizy połączeń skorzystano z dwóch funkcji: trójkątnej oraz krzywej Gaussa. Najlepsze wyniki wyszukiwania otrzymywano dla krzywej dzwonowej (Gaussa) i na tej krzywej budowane są dalsze obszary dopasowań rozwiązania w zakresie rodzin oraz typoszeregów połączeń.

2 ELEMENTY WIELKOGABARYTOWE

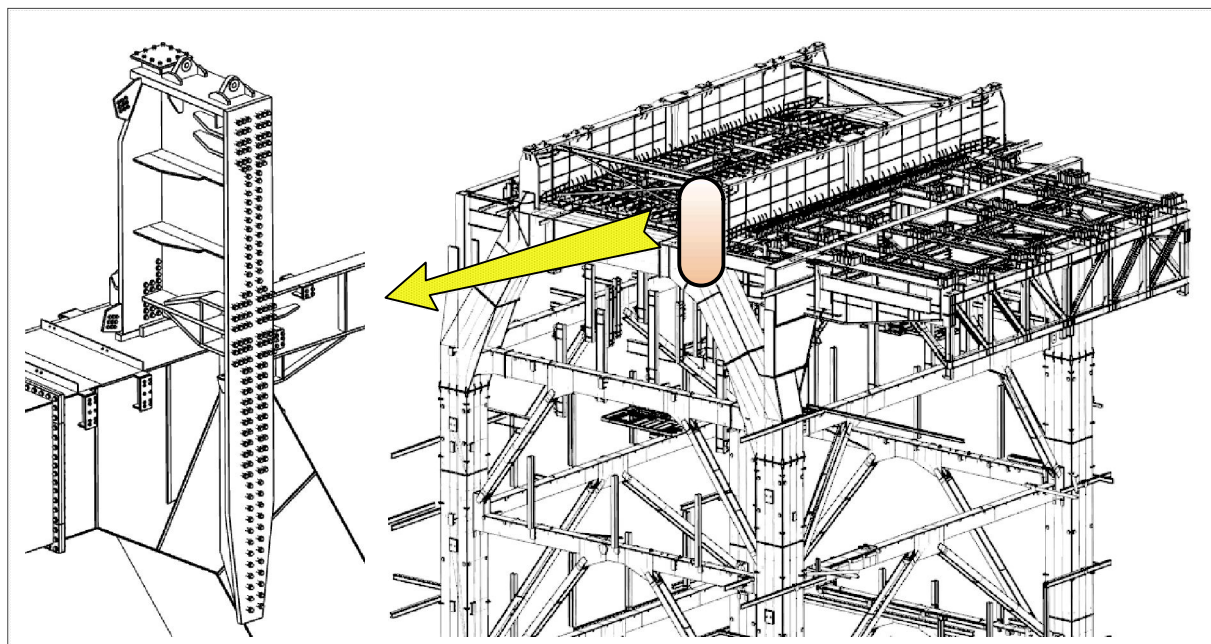
2.1 Belka rusztu kotła – Elektrownia Luenen (Niemcy)

W projektowaniu konstrukcji spotyka się elementy o wymiarach wielkogabarytowych, których skonstruowanie wymaga wykonania zaawansowanej analizy pracy połączeń spowodowanej koniecznym podziałem elementu. Element wielkogabarytowy dzielony jest na podzespoły, ze względu na możliwości wykonawcze i transportowe.

W omawianym przypadku chodzi o belkę (rys. 11), która jest elementem rusztu, do którego podwieszony jest kocioł (Elektrownia Luenen - Niemcy). Element posiada następujące wymiary: długość $L = 31,31$ m, wysokość $H = 8,00$ m, półki o grubości $t_f = 120$ mm, środnik o grubości $t_w = 40$ mm. Całkowity ciężar elementu wynosi 242 tony. Głównym kryterium w kształtowaniu oparcia belki na ramie konstrukcji wsporczej MSS (Main Steel Structure) było zachowanie swobodnego obrotu belki na podporze oraz osiowe przeniesienie obciążenia z belki na rygiel ramy MSS. Siłę poprzeczną ($V_z = 29500$ kN) przeniesiono poprzez żebro pionowe o grubości $t_z = 80$ mm oparte na przeponie ($t_p = 120$ mm) wspawanej w rygiel ramy konstrukcji wsporczej (rys. 12). Dodatkowym zabezpieczeniem przed przesunięciem elementu jest stółek oporowy do którego przykręcono żebro.



Rys. 11. Belka rusztu kotła – podział na segmenty.



Rys. 12. Oparcie belki rusztu na ryglu ramy MSS.



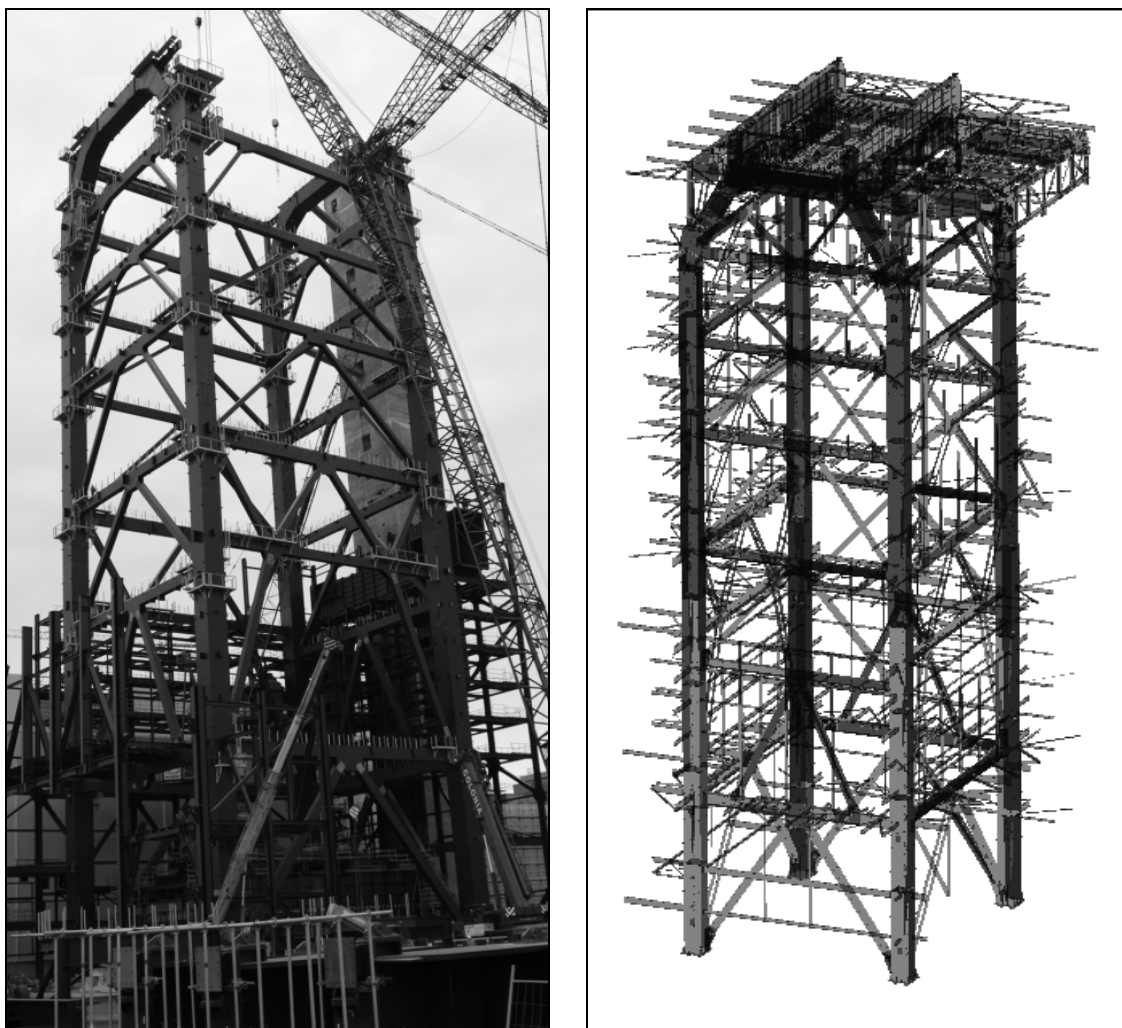
Rys. 13. Belka rusztu kotła w trakcie produkcji

Element został podzielony na 7 segmentów. Zewnętrzne elementy podporowe połączono za pomocą połączeń doczołowych, jako doczołowe także wykonano połączenie segmentów górnych i dolnych, połączenie półek i środnika wykonano za pomocą połączeń nakładkowych. Głównym problemem wykonawczym w trakcie realizacji kontraktu było uzyskanie planowanej geometrii, zarówno przy trasowaniu blach wchodzących w skład elementu jak i odkształceń powstających w wyniku naprężeń spawalniczych. Konstrukcja była wykonywana w Chinach (Shanghai).

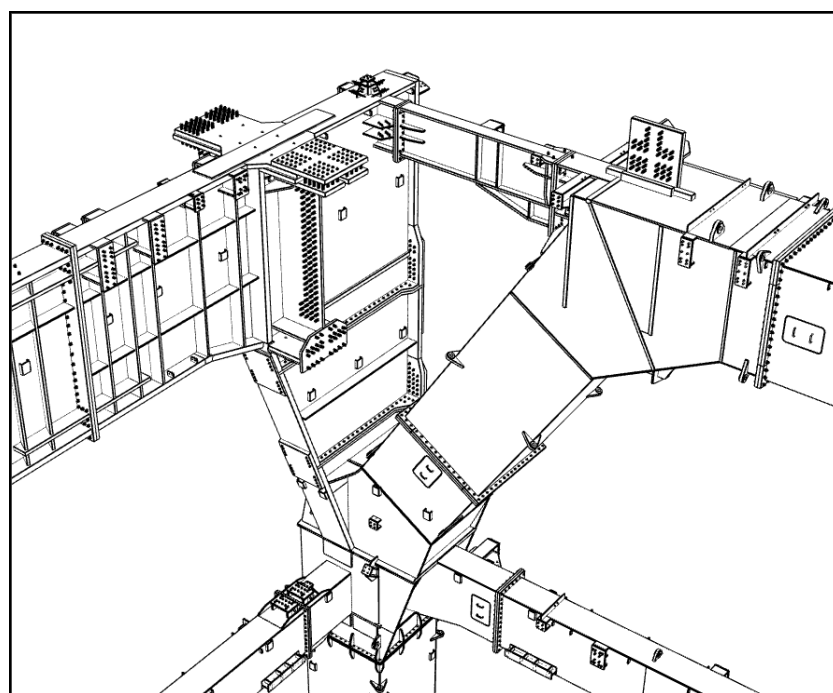
2.2 Główna konstrukcja wsporcza (MSS) - Elektrownia Luenen (Niemcy)

Kolejnym przykładem konstrukcji wielkogabarytowej jest główna konstrukcja wsporcza (Main Steel Structure) kotła wykonana w Elektrowni Luenen w Niemczech (rys. 14). Konstrukcja ta jest elementem wsporczym dla rusztu kotła. Konstrukcja posiada następujące gabaryty: rozstaw osi słupów $L=B=27,0\text{m}$, słupy o wymiarach $220\times 220\text{cm}$, wysokość $H=100,0\text{m}$. W omawianym przypadku układ statyczny rozwiązano jako ramowy sztywno zamocowany w fundamencie. Sztywne zamocowanie rygli ramy pozwoliło na mimośrodowe opieranie belek z podestów budynku kotłowni. Dodatkowe momenty skręcające w ryglach zostały wcześniej uwzględnione w obliczeniach. Oparcie rusztu na konstrukcji ramowej powoduje duże momenty zginające w ramie głównej, co wymusza stosowanie profili spawanych z blach o znacznych rozmiarach. Z powodu ciężaru oraz gabarytów elementów wysyłkowych (ciężar elementu ok. 60 ton) wprowadza się dużą ilość styków montażowych, co wpływa znacząco na wzrost kosztów prefabrykacji. Utrudnione jest także wymiarowanie połączeń, gdyż zachodzi konieczność uwzględnienia sił przekrojowych działających w dwóch kierunkach, co raczej rzadko występuje w konstrukcji kratownicowej. Główna konstrukcja wsporcza kotła (MSS) jest także elementem wsporczym części wiszącej (HBH – Hanging Boiler House) budynku kotłowni. Zakres HBH montowany jest na poziomie 0,00 a następnie podnoszony za pomocą wciągarek i zawieszony na koronie konstrukcji głównej. Rys. 17 przedstawia podnoszenie konstrukcji wiszącej.

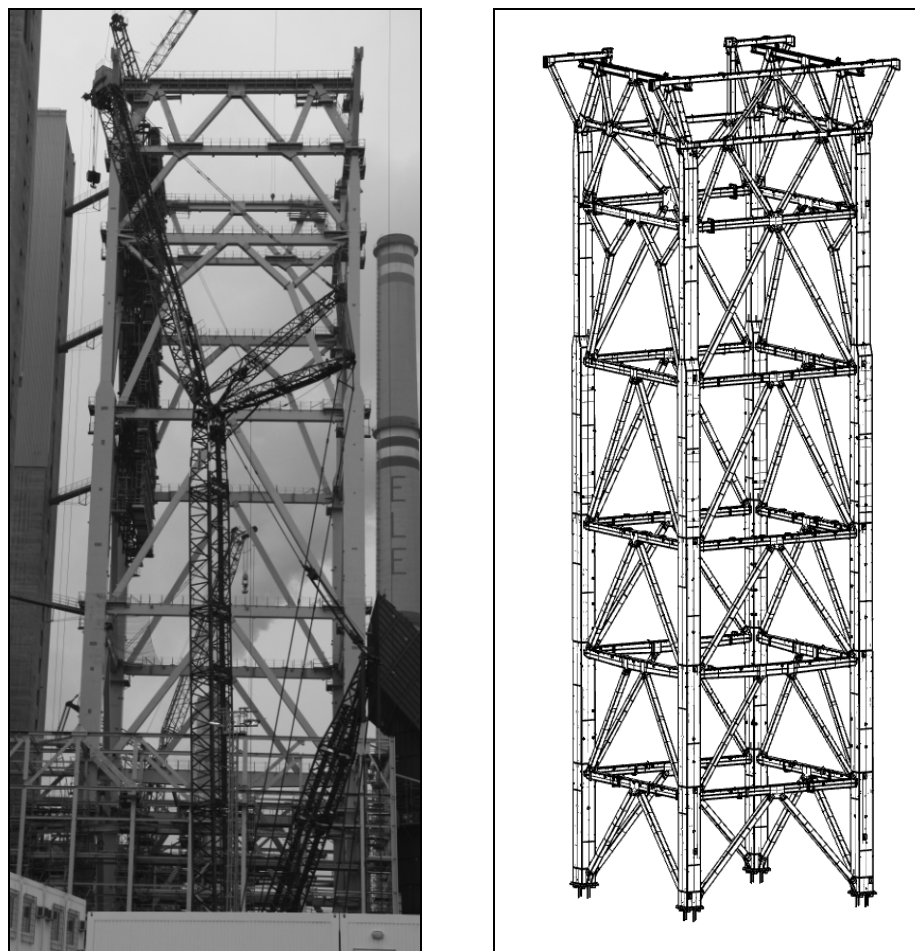
W wielu innych elektrowniach układ ramowy zastąpiony został układem kratownicowym, który jest o wiele prostszy do sprefabrykowania. Na rys. 16 pokazano układ kratownicowy zastosowany w Elektrowni Ledvice w Czechach.



Rys. 14. Konstrukcja wsporcza kotła (MSS) – Elektrownia Lünen (Niemcy)



Rys. 15. Węzeł ramowy głównej konstrukcji wsporczej rusztu kotła - Elektrownia Lünen (Niemcy)



Rys. 16. Konstrukcja wsporcza kotła (MSS) – Elektrownia Ledvice (Czechy)



Rys. 17. Podnoszenie konstrukcji wiszącej (HBH) budynku kotłowni.

3 WNIOSKI I PODSUMOWANIE:

Doświadczenia związane z projektowaniem konstrukcji w oparciu o normy europejskie pokazują, iż celowym było ujednoczenie stosowanych norm dla obiektów projektowanych we

wszystkich krajach należących do Europejskiej Organizacji Normalizacyjnej CEN. Zwiększyło to konkurencyjność firm i umożliwiło udział polskich firm w projektach międzynarodowych. Wypracowane techniki projektowe mogą być stosowane zarówno w Polsce - gdzie zgodnie z załącznikiem nr 1 do Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2009r. zmieniającego rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 56 z 2009 r., poz. 461), Eurokody wraz z załącznikami krajowymi z dniem 1 kwietnia 2010r zostają zatwierdzone i opublikowane jako mające zastosowanie do projektowania konstrukcji, jak również w innych krajach członkowskich. Praktyka pokazuje, iż bardzo rozbudowany aparat obliczeniowy nowych norm oraz konieczność zmiany podejścia projektantów do nowych założeń, powoduje wydłużenie okresu adaptacji środowiska projektowego w zaistniałej sytuacji.

Uważam, iż ważnym aspektem jest brak aktów prawnych nakazujących jednoznaczne stosowanie Eurokodów, zarówno w Polsce, jak i w krajach członkowskich. W związku z tym, iż normy nie są aktami prawnymi, zarówno w Polsce jak i w Unii Europejskiej doprowadza to do sytuacji, gdzie stosowanie ich nie jest obligatoryjne. Pozostawienie projektantom możliwości wyboru powoduje sięganie do norm krajowych, a w konsekwencji brak ujednoczenia stosowanych norm. W szczególności można to zaobserwować w kontaktach z projektantami niemieckimi, gdzie pomimo ujednoczenia norm, dalej stosowana jest norma DIN 18800 jako norma podstawowa.

Nowe normy europejskie są efektem prac wielu specjalistów wszystkich krajów Unii Europejskiej. Podsumowują wiedzę i doświadczenie zdobyte podczas wieloletnich badań i analiz. Wnoszą w proces realizacji nową, lepszą jakość poprzez uwzględnienie zagadnień, których dotychczas normy krajowe nie obejmowały.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Bródka J., Kozłowski A.: Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych, tom 2. PWT, Rzeszów 2009.
- [2] Kozłowski A.: Konstrukcje stalowe; Przykłady obliczeń według PN-EN 1993 -1 – Część 1: Wybrane elementy i połączenia. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2009.
- [3] Signerska J., Bartoszek K.: Logika rozmyta.
- [4] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa 2006.
- [5] PN-EN 1993-1-8: 2006. Eurokod 3- Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [6] Dz. U. Nr 56 z 2009 r., poz. 461 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2009r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

EXPERIENCE IN DESIGN OF STRUCTURES IN ACCORDANCE WITH EUROPEAN NORMS

Summary

The article describes experiences gained during execution of projects in accordance with European Norms. It presents solutions used in the design of the supporting structure of supercritical boilers on the basis of power plants in Ledvice and Lünen. The method of static calculation of connections where structure's model is recorded in the form of a numerical model is introduced. Examples of solutions of series of node types and the rule of their construction are presented.

Wojciech RADOMSKI¹
Politechnika Warszawska
Tomasz SIWOWSKI²
Politechnika Rzeszowska

MOSTY BETONOWE – PODSTWY NAUKOWE PROJEKTOWANIA I KONSTRUOWANIA, A NORMALIZACJA

STRESZCZENIE

Przedstawiono w syntetyczny sposób powiązania między praktyką projektowania i konstruowania mostów, zwłaszcza z betonu, a osiągnięciami nauki w obszarach dotyczących mostownictwa. Wskazano na częste przypadki wyprzedzania przez praktykę ujęć teoretycznych, a także „wymuszania” przez udane i - częściej - nieudane osiągnięcia realizacyjne potrzeby podejmowania badań i analiz naukowych. Na tym tle przedstawiono ewolucję normalizacji w mostownictwie betonowym oraz stopień, w którym czerpała ona i czerpie z osiągnięć nauki. Przedyskutowano problem czy stanowi ona hamulec czy motor postępu w mostownictwie i czy sprzyja kreatywności projektantów i dążeniu do oryginalnych rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych, egzemplifikując to przykładami ze światowego i krajowego budownictwa mostowego. Omówiono podstawy naukowe Eurokodów dotyczących projektowania mostów żelbetowych i z betonu sprężonego.

Słowa kluczowe: mosty żelbetowe, mosty z betonu sprężonego, projektowanie, konstruowanie, nauka, praktyka, normalizacja, Eurokody.

1 UWAGI WSTĘPNE

Mostownictwo jest tym działem budownictwa, które było i jest nadal najpoważniejszym chyba źródłem rozwoju wiedzy budowlanej, zarówno w jej aspektach praktycznych, jak i naukowych [1]. Oba te aspekty są w przypadku mostownictwa właśnie szczególnie silnie powiązane, na co wskazują i historia i współczesność. Projektowanie oraz konstruowanie i wykonawstwo obiektów mostowych, historycznie rzecz biorąc, zawsze zaliczane były do sztuki budowlanej, czyli do działań opartych przede wszystkim na stale udoskonalanych umiejętnościach, mających swe źródło najpierw w praktyce, następnie zaś na wiedzy teoretycznej. Z czasem jednak, zwłaszcza od początków XX wieku, w coraz większym stopniu w sztukę budowania zaczęły wkraczać różnego rodzaju przepisy, na ogół

¹ w.radomski@il.pw.edu.pl

² siwowski@prz.edu.pl

obligatoryjne, co sprawiło, że owa sztuka miała coraz silniejsze „oprzyrządowanie” formalne, prawie nienaruszalne. Przy stale wzrastającej skali budownictwa konieczne było urzędowe wprowadzenie przepisów, zapewniających odpowiednią jakość stosowanych materiałów i bezpieczeństwo wznoszenia i użytkowania obiektów budowlanych, także mostowych, oraz ujednolicenia wymagań dotyczących tych aspektów. Z drugiej jednak strony wymagania te – zwłaszcza obecnie i u nas – są zbyt szczegółowe i restrykcyjne tak, że z ust doświadczonych projektantów pada pytanie, „*czy mamy projektować zgodnie ze sztuką budowlaną czy zgodnie z przepisami*” (autentyczne!). Dlatego warto jest relacje między sztuką budowania i zakresem obowiązujących w budownictwie mostowym wszelkich przepisów przedyskutować, aby wskazać wady i zalety tych relacji i określić na czym polega w tej dziedzinie budownictwa postęp i czy następuje on w zgodzie z przepisami czy wbrew nim, czy przepisy otwarte są na rozwój, czy też stanowią jego barierę i jaka jest w tym wszystkim rola nauki. Te właśnie zagadnienia są przedmiotem niniejszego artykułu. Jest ono – co trzeba wyraźnie podkreślić – wyrazem subiektywnych poglądów autorów, a niektóre poruszone w nim kwestie są celowo wyostrome, aby pobudzić czytelników do własnych przemyśleń i dyskusji na ten temat.

2 ROLA NAUKI W MOSTOWNICTWIE JAKO DZIAŁE TECHNIKI

2.1 Nauka a technika – kilka ogólnych uwag

Rola nauki w rozwoju inżynierii lądowej, w szczególności zaś mostownictwa, była już przedmiotem dwóch obszernych opracowań [2], [3]. Pewne aspekty tej roli, dotyczące wpływu mechaniki na rozwój mostownictwa pod względem materiałowym i konstrukcyjnym, przedstawiano także na jednej z poprzednich Konferencji Krynickich [4]. Temat jest więc (lub powinien być) znany, przynajmniej w swych ogólnych zarysach. Niemniej jednak warto jest kilka podstawowych spraw przypomnieć, wzbogacając je o nowe treści, a to głównie dlatego, że w ostatnich kilku latach nastąpił dalszy, wyraźny postęp w polskim mostownictwie, zwłaszcza betonowym, o czym po prostu świadczą liczne realizacje, nie ustępujące światowym standardom. Znaczny udział w tym postępie mają ludzie ze świata nauki, czego są liczne przykłady.

Zacznijmy przeto od przedstawienia istniejących, ale często nie uświadomionych dostatecznie, relacji między nauką i techniką, reprezentowaną w interesującym nas tu przypadku przez mostownictwo.

Najbardziej ogólnie technikę można podzielić na *poznawczą* i *produkcyjną* [4], [5]. Pierwsza obejmuje poznanie przyrody, określenie potrzeb i sposobów ich zaspokojenia oraz poznanie działań przekształcających przyrodę. Druga – to stosowanie wiedzy zebranej przez pierwszą. Rozwój obu jest uwarunkowany stanem rozwoju *nauk przyrodniczych* i *nauk społecznych*.

Nauki przyrodnicze podzielić można na dwie zasadnicze grupy:

- nauki podstawowe rozwijane poza techniką (np. matematyka, fizyka, chemia, logika, teoria poznania, etc.);
- działy nauk podstawowych, rozwijane w obrębie techniki (np. wytrzymałość materiałów, mechanika budowli, teoria sprężystości i plastyczności, inżynieria materiałowa, mechanika gruntów, akustyka, hydromechanika, etc.).

Nauki społeczne również można podzielić na dwie grupy:

- nauki podstawowe rozwijane poza techniką (np. ekonomia, psychologia, socjologia, estetyka, prawo, etc.);
- działy nauk społecznych rozwijane w obrębie techniki (np. organizacja i mechanizacja pracy, ekonomika produkcji, analiza użytkowa działań i przedmiotów technicznych, etc.).

Warto podkreślić, że inżynieria lądowa, w szczególności zaś mostownictwo, jako dział techniki korzystała i korzysta w swym rozwoju ze wszystkich wymienionych czterech grup nauk. Warto też zdefiniować, co uważać będziemy na *działalność naukową*, a co za *działalność techniczną*. Otóż, nie pretendując do wysoce specjalistycznych sformułowań, na własny użytek i własną odpowiedzialność, podamy taką oto definicję, która wydaje się nam trafna: *Odkrywanie nowego to działalność naukowa, stosowanie zaś i udoskonalanie lub zwiększanie skali i zakresu zastosowań już znanego – to działalność techniczna*. Uzasadnienie i egzemplifikację tej definicji można znaleźć w pracach [2] i [6]. Tu dodamy tylko, że obie te sfery działalności traktujemy jako równie ważne w rozwoju wiedzy i o równie ważnym znaczeniu społecznym. Są one też ze sobą ściśle powiązane.

Innym czynnikiem odróżniającym *działalność naukową* od *technicznej* jest *ekonomia*. *Działalność naukowa* może często nie mieć żadnych odniesień ekonomicznych, mimo że z jej osiągnięć szeroko korzysta technika, w której odniesienia takie występują zawsze. Inspiracją do poszukiwania nowych ujęć teoretycznych czy badań doświadczalnych nie wynika zwykle z żadnych przesłanek ekonomicznych, lecz ma swe źródło w postawach intelektualnych i psychicznych osób, świadomych niewystarczalności dotychczasowych ujęć i metod. By nie sięgać do licznych przykładów dziś już historycznych, zapytajmy na przykład czy najnowsze ujęcia mechaniki pękania lub badania struktury betonu powstały z powodów ekonomicznych?

Ale i związki techniki z ekonomią nie zawsze są jednoznaczne. Dobrze ilustruje to różnica między *wynalazkiem technicznym* i *postępem technicznym*. Pierwszy może być (i najczęściej bywa) produktem indywidualnym, nie zawsze uzasadnionym ekonomicznie, czyli nie prowadzącym do wytwarzania w większej skali i nie przynoszącym korzyści w wymiarze społecznym. Drugi ma swe skutki ekonomiczne i społeczne, częściej pozytywne (np. oszczędność czasu, energii, etc.) niż negatywne (np. zagrażające środowisku naturalnemu), ale zawsze odczuwalne w wymiarze ponadindywidualnym. Oczywiście *wynalazek* może (i zwykle jest) elementem *postępu technicznego*, ale nie musi nim być (wystarczy przejrzeć rejestry patentów nigdy nie zastosowanych w praktyce).

Wreszcie ostatnim przedstawionym to czynnikiem odróżniającym *działalność naukową* od *działalności technicznej* jest *czas*. *Odkrycie nowego* (por. podana już definicja) jest z natury rzeczy trudne, a częściej nawet, niemożliwe do przewidzenia pod względem terminu (jutro masz krzyknąć: „Eureka!”, to nonsens). Można wprawdzie (i tak się teraz robi) stawiać wymagania formalne dotyczące terminu zakończenia badań zakwalifikowanych mniej lub bardziej słusznie do naukowych, ale to nie gwarantuje, że *nowe* zostanie rzeczywiście odkryte. Natomiast czas trwania zadań technicznych (tj. *udoskonalanie lub zwiększanie skali i zakresu zastosowań znanego*) jest zdecydowanie bardziej przewidywalny - przy odpowiednim finansowaniu stawianie wymagań co do terminu jest uzasadnione (dotyczyć to może na przykład wprowadzenia nowo opracowanej technologii).

Jak już nadmieniono, rozwinięcie przedstawionych tu w dużym skrócie myśli oraz inne jeszcze aspekty nauki i techniki można znaleźć w pracach [2], [3], [4] i [6].

2.2 Nauka a technika w mostownictwie

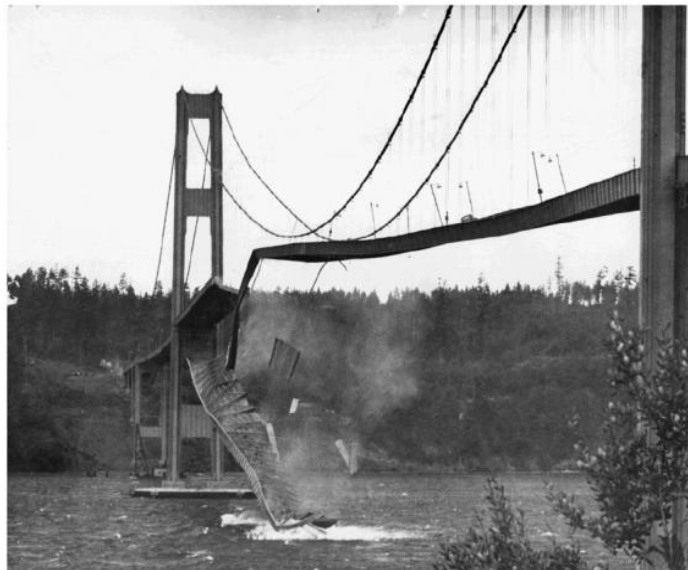
Mostownictwo ma w inżynierii lądowej szczególne znaczenie i – jak sądzimy – dobrze reprezentuje jej najbardziej charakterystyczne cechy [2], [3], a także stanowi dobrą egzemplifikację następujących stwierdzeń dotyczących roli nauki w jego rozwoju.

- A. Mostownictwo korzystało i nadal korzysta w swym rozwoju z wielu nauk podstawowych, technicznych i społecznych (por. p. 2.1.).
- B. Mostownictwo jako dział techniki i stanowiące jego współczesną podstawę nauki techniczne nie mogą być efektywnie rozwijane bez prowadzonych na odpowiednio dużą skalę poważnych inwestycji (mamy na szczęście taką korzystną sytuację obecnie w kraju!).

- C. Nauka i praktyka są w mostownictwie szczególnie silnie związane.
- D. Budowa mostów i sposób ich zachowania pod różnego rodzaju obciążeniami i oddziaływaniami (użytkowymi, wiatrem, temperaturą, efektami reologicznymi i innymi jeszcze), były i są źródłem podstawowych ujęć teoretycznych lub nawet nowych gałęzi szczegółowych nauk dotyczących i samego mostownictwa i innych działów inżynierii lądowej – w skrócie: praktyka mostownictwa często wyprzedza teorię.

Stwierdzenie A jest dość oczywiste i świetle tego, co dotychczas tu napisano nie wymaga rozwinięcia, natomiast stwierdzenia B i C warto jest dodatkowo skomentować.

- Nauki techniczne w obszarze całej inżynierii lądowej, w szczególności zaś w mostownictwie, rozwijane są przez *odkrywanie nowego w zastanym*. Stanowi to cechę odróżniającą inżynierię lądową od wielu innych dziedzin techniki. Na przykład powstanie radiotechniki wymagało odkrycia istnienia fal elektromagnetycznych. Zatem nowe odkrycie nauki, w tym przypadku fizyki, legło u podstaw techniki – na przykład bezprzewodowego radioodbiornika nikt nie skonstruował zanim nie odkryto tych fal. Takiej analogii trudno poszukiwać w inżynierii lądowej, bo chociażby mosty budowano od zawsze. Trzeba było jednak dopiero na przykład znanej katastrofy mostu Tacoma 7 listopada 1940 roku (rys.1), aby zwrócono większą uwagę na wpływ zjawisk aerodynamicznych na konstrukcje mostów wiszących, a następnie podwieszonych. Rozwinięto więc badania doświadczalne i analizy teoretyczne, dzięki którym odkryto wiele nowych zjawisk związanych z działaniem wiatru na różnego rodzaju budowle. Doświadczenie wzięte z praktyki (tragiczne w skutkach w przypadku mostu Tacoma) posłużyło do *odkrycia nowego*. Wymiernym tego skutkiem jest to, że od owego 1940 roku nie zarejestrowano już żadnej katastrofy mostu wiszącego spowodowanej efektami wiatrowymi, a skalę postępu wiedzy w tej dziedzinie dobrze oddaje publikacja [7].



Rys.1. Katastrofa mostu Tacoma uświadomiła wpływ zjawisk aerodynamicznych na konstrukcje wiszące

- Najbardziej twórcze i najistotniejsze badania naukowe podejmowano i rozwijano za sprawą potrzeb realizacyjnych lub też w wyniku z obserwacji zachowania zbudowanych już obiektów. Tak było przecież na przykład z teorią stateczności, reologią betonu, współczesnymi mostami podwieszonymi, itp. [1], [3]. A najnowsze przykłady, to badania nad nowymi odmianami betonu zainspirowane przez potrzebę zwiększenia trwałości oraz zmniejszenia ciężaru konstrukcji lub nowe ujęcia zadań projektowych (projektowania na trwałość, ang. *durability design*), czy określanie kosztów w ciągu całego przewidywanego okresu użytkowania obiektów (ang. *whole life costing*), bądź też badania nad nowymi

metodami wzmocnień konstrukcji za pomocą wyrobów z kompozytów polimerowych z włóknami (rys.2). Wyprzedzanie ujęć teoretycznych przez praktykę jest w mostownictwie szczególnie widoczne na przykładzie wprowadzania nowych, niekonwencjonalnych materiałów. To one kreują obecnie postęp w tej dziedzinie budownictwa i związanych z nim nauk, bo „wymuszają” na przykład powstanie nowych opisów analitycznych (np. innych od dotychczasowych równań konstytutywnych) lub tworzenie nowych modeli obliczeniowych. A przecież pierwsze zastosowania tych materiałów w mostownictwie nie były poparte odpowiednimi i dojrzałymi ujęciami teoretycznymi, nie mówiąc już o normach projektowania; wynikały co najwyżej z badań doświadczalnych i to też stosunkowo nielicznych [8], [9].



Rys.2. Badania belki wzmocnionej sprężonymi taśmami CFRP - Politechnika Rzeszowska

- Choć współczesna inżynieria materiałowa nie pracuje na rzecz mostownictwa, to jednak wśród różnych dziedzin budownictwa jest ono częstokroć prekursorem adaptowania do swych potrzeb materiałów powstałych nie z myślą o budownictwie (np. kompozyty polimerowe z włóknami nie zostały wymyślane w celu wytwarzania taśm do wzmocniania mostów). W tym zakresie dominuje *poszerzenie zakresu zastosowań*, a więc technika, nad *odkrywaniem nowego*, czyli nauką. Nauka stwarza tu dopiero podstawy analizy teoretycznej, służące do ogólnych ujęć przydatnych w projektowaniu. A mimo to mosty kompozytowe są budowane (rys.3). Jest to na ogół motywowane lekkością konstrukcji, szybkim i stosunkowo łatwym montażem, niskimi kosztami eksploatacji oraz dążeniem do zapewnienia obiektom dużej trwałości.
- Ważnym i nowym czynnikiem ilustrującym wzajemne relacje nauki i techniki w mostownictwie jest obserwowana ostatnio na świecie (nieco jeszcze mniej widoczna u nas) tendencja do silniejszego niż poprzednio powiązania tej dziedziny budownictwa z naukami nietechnicznymi. Szeroki kontekst ekonomiczny, społeczny i kulturowy, w którym rozpatrywane jest obecnie mostownictwo powoduje jego powiązanie przede wszystkim z ekonomią, ekologią (oddziaływanie mostu na otoczenie!!!), estetyką i socjologią. Można przy tym zauważyć interesujące zjawisko, znane autorom tego opracowania z autopsji, że o ile świat mostownictwa jest otwarty na kontakty ze światem humanistyki, o tyle świat humanistyki jest zdecydowanie hermetyczny na kontakty ze światem mostowców. Tak jest przynajmniej w Polsce.



Rys.3. Kładka dla pieszych Lleida w Hiszpanii wybudowana w całości z kompozytów

- Występuje obecnie w mostownictwie również tendencja do nadawania obiektom wysoce zindywidualizowanych form. Mosty projektują już nie tylko inżynierowie konstruktorzy, ale coraz częściej architekci, a nawet rzeźbiarze. Te nowe formy, dalekie od klasycznych, wprowadzane są między innymi dlatego, że dzięki komputerom potrafimy (lub tak się nam wydaje) już wszystko policzyć. Dzięki informatyce jako nauce, systemy komputerowe rzeczywiście umożliwiają szybkie wykonywanie bardzo skomplikowanych obliczeń, ale też potrafią być zawodne. Są przykłady z ostatnich lat (np. most Normandii koło Hawru, kładka Milenijna w Londynie – rys.4), że mimo najnowszych metod obliczeń i badań (także w tunelu aerodynamicznym) rzeczywistość nadal uczy pokory. Czy zatem potrafią zawodzić najnowsze nawet metody badań i analiz poprzedzających realizację (*niewystarczalność wobec wystąpienia nieznanymi efektów*), czy też zostały one źle użyte (*błąd ludzki*)?



Rys.4. Kładka Milenijna w Londynie, zamknięta w następnym dniu po otwarciu z powodu nadmiernych drgań

Temat relacji między nauką i techniką w mostownictwie można by jeszcze kontynuować, bo jest bardzo obszerny, wieloaspektowy i stale aktualny. Poprzestaniemy jednak na tych kilku, przedstawionych już stwierdzeniach. Do niektórych z nich będziemy jeszcze nawiązywać.

3 NORMALIZACJA – HAMULEC CZY MOTOR POSTĘPU?

We współczesnej inżynierii lądowej, w tym także w mostownictwie, występuje potrzeba wielokierunkowej normalizacji, obejmującej projektowanie, wykonawstwo, odbiór oraz metody szeroko pojętej jakości stosowanych materiałów i wyrobów, a także jakości wykonania. Wynika to wprost z masowości, zapewnienia bezpieczeństwa użytkowania oraz żądanej trwałości obiektów. Obecnie normalizacja, zwłaszcza u nas, jest „wspomagana” wieloma przepisami dodatkowymi, na przykład rozporządzeniami ministerialnymi, zarządzeniami administracyjnymi, itp. Obudowanie więc wspomnianej na wstępie *sztuki budowlanej* różnego rodzaju wymaganiami formalnymi jest szczególnie silne. Tu pominiemy jednak owe przepisy dodatkowe i zajmiemy się *normalizacją* jako swoistymi aktami najwyższej rangi, firmowanymi przez państwo, najwięcej rzecz jasna uwagi skupiając na normalizacji dotyczącej mostownictwa betonowego.

Nie kwestionując potrzeby normalizacji rozważymy ją jednak w aspekcie ogólnym, a mianowicie zastanawiając się nad tym, czy stanowi ona hamulec, czy też motor postępu w mostownictwie, na ile jest ona kreatywna, a na ile zachowawcza, a także jakie jest tempo przenikania osiągnięć nauki do normalizacji. Temu ostatniemu zagadnieniu poświęcony jest oddzielny punkt tego opracowania (punkt 5). Dlatego będzie on tu tylko zasygnalizowany.

Próbie odpowiedzi na wymienione pytania zaczniemy od próby wyjaśnienia co to jest *normalizacja* i jakie są jej cele w budownictwie, szczególnie mostowym. Poruszanie tych fundamentalnych spraw wydawać się może niepotrzebne, wydają się nam oczywiste. Mimo to spróbujmy się nad nimi krótko zastanowić, bo wiele tu umyka naszej świadomości, traktujemy je zwykle dość bezkrytycznie („jest określona norma, więc zgodnie z nią trzeba postępować i tyle”). Otóż nie przypadkowo użyto wyżej zwrotu *próba wyjaśnienia*, a to dlatego *próba*, że na przykład na drodze aktów prawnych dla wielu może się ona okazać zawodna. W Ustawie z dnia 12 września 2002 roku [10] (obowiązuje nadal) widnieje bowiem takie oto wyjaśnienie (Rozdział 1, Art. 2): „*Ilekróć w ustawie jest mowa o 1) normalizacji – rozumie się przez to działalność zmierzająca do optymalnego, w danych okolicznościach, stopnia uporządkowania w określonym zakresie, poprzez ustalanie postanowień przeznaczonych do powszechnego i wielokrotnego stosowania, dotyczących istniejących lub mogących wystąpić problemów.*” No i bierze człowiek ustawę do ręki i wszystko jasne...

Porzucmy zatem (z zachowaniem należnego respektu) akty prawne i dajmy własne wyjaśnienie, ograniczając się do budownictwa. Otóż naszym zdaniem: „*Normalizacja w budownictwie jest działalnością zmierzająca do ustanowienia i stosowania norm, czyli oficjalnych przepisów technicznych, których celem jest sformułowanie i ujednoczenie wymagań dotyczących jakości materiałów i wyrobów budowlanych oraz badań tej jakości, a także dotyczących metod projektowania i zapewnienia bezpieczeństwa realizacji, użytkowania, funkcjonalności i żądanej trwałości wszelkich obiektów budowlanych*”. Jest to oczywiście definicja ogólna, ale ujmująca wszystko to, co w normalizacji jest istotne. Jeśli przyjąć tą definicję za słuszną (a za taką ją uważamy), to wynika z niej, że normalizacja jest pewnego rodzaju „strażnikiem” zapewnienia wymaganej jakości oraz niezawodności wyrobów i procesów dotyczących wykonawstwa i eksploatacji obiektów i to tym bardziej „strażnikiem”, że jak stanowi przywołana już ustawa [8], jednym z celów normalizacji jest „*racjonalizacja produkcji i usług poprzez stosowanie uznanych reguł technicznych lub rozwiązań organizacyjnych*” (Rozdział 2, Art. 2, punkt 1)).

Ów zwrot *uznanych reguł technicznych* ma tu kluczowe znaczenie – *uznanych* znaczy bowiem powszechnie przyjętych i akceptowanych, inaczej rzecz ujmując - sprawdzonych. To definiuje rolę norm – nie są one i być może nie mają być inspiracją do zmian, ale pilnować przestrzegania tego co znane. Można to określić nieco żartobliwie, ale przecież prawdziwie, że normy *calkują zastaną wiedzę* (powiedzenie zasłyszane od prof. Lecha Czarneckiego).

Z drugiej jednak strony jak doprowadzić do tego, aby reguły techniczne były *uznane* (jak chce ustawodawca). Musiały być przecież gdzieś zastosowane jako *nowe* i przejść odpowiednią weryfikację, nie tylko rzecz jasna laboratoryjną. Rodzi się więc uzasadnione pytanie, czy wobec tego wprowadzono je wbrew postanowieniom norm?

Na tle tych wszystkich rozważań uzasadnione staje się więc stwierdzenie, że działalność normalizacyjna nie może być pojmowana zbyt wąsko, że nie można sprowadzać jej do roli wymienionego już „strażnika” zastanego stanu wiedzy. Zachowując tę rolę, skądinąd bardzo potrzebną ze względu na zapewnienie jakości i bezpieczeństwa, powinna pozostawiać też otwartą furtkę do stosowania rozwiązań nowych, czyli powinna też być działalnością zezwalającą na kreatywność. To połączenie dwóch ról nie jest łatwe. Dlatego tworzenie norm, będące jednym z najważniejszych działań w technice, należy traktować jako szczególnie odpowiedzialne i powierzać je najlepszym.

W dawniejszych normach budowlanych, zwłaszcza tych dotyczących projektowania, na ich końcu umieszczony był zwrot, że można postępować inaczej niż postanowiono w danej normie pod warunkiem, że znajduje to naukowe uzasadnienie (np. „*Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe oparte na założeniach innych niż podane w niniejszej normie mogą być stosowane pod warunkiem należytego uzasadnienia naukowego i gospodarczego*” – cytata z PN-58/B-03261 „Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”, punkt 6, Odchylenia od normy). I to była owa furtka ku postępowi, ku wprowadzaniu nowszych osiągnięć badawczych do praktyki. Później z tego zwrotu niestety zrezygnowano. Obecnie znów takie możliwości dają w pewnym zakresie Eurokody, na co zwrócono uwagę w punkcie 5. tego opracowania.

Mądrze prowadzona działalność normalizacyjna w budownictwie nie jest więc bezpośrednim motorem postępu, ale też nie musi być jego hamulcem, chyba że prowadzona jest i rozumiana wąsko, czyli w roli „strażnika” oficjalnie usankcjonowanego stanu wiedzy. Z drugiej strony trzeba jednak zauważyć, że w obszarze mostownictwa nowatorskie rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne powstawały i powstają nadal raczej w kontrze do norm niż w pełnej z nimi harmonii. Która na przykład norma obowiązująca w Polsce w 1998 roku zezwalała na zastosowanie taśm CFRP do wzmacniania mostów lub która z norm w 2002 roku zezwalała na konstrukcyjne zastosowanie betonu samozagęszczonego? (rys.5). Mechanizm wprowadzania nowych rozwiązań jest z reguły *pozanormowy*. Wynika głównie z kreatywnych postaw inżynierów, korzystania ze wsparcia świata nauki i światłych inwestorów. Trzeba też zauważyć, że prowadzenie i rozwijanie nowoczesnych technologii wykonawczych w mostownictwie, zwłaszcza betonowym, też było u nas *pozanormowe*, a to z tej prostej przyczyny, że stany montażowe nie były przedmiotem żadnych szczegółowych ujęć normowych.

Na koniec tej części opracowania powtórzmy w nieco innej formie stwierdzenie już poprzednio wyrażone, a mianowicie, że praktyka w mostownictwie często wyprzedza osiągnięcia badawcze, a z kolei osiągnięcia te zawsze z większym lub mniejszym, ale z opóźnieniem trafiają do ujęć normowych pozwalających na upowszechnienie niestosowanych poprzednio rozwiązań. A zatem normalizacja (jeśli rzeczywiście dobra) pozwala na unikanie błędów w budownictwie mostowym, które nazwać by można masowym. Natomiast objekty torujące postęp powstają na ogół – powtórzmy ponownie - nie w ścisłej zgodzie z postanowieniami norm, lecz są powrotem do *sztuki budowania*.



Rys.5. Pierwsze polskie konstrukcyjne zastosowanie betonu samozagęszczonego – Most Zamkowy w Rzeszowie

4 NORMALIZACJA W BETONOWYM BUDOWNICTWIE MOSTOWYM – HISTORIA I WSPÓŁCZESNOŚĆ

Przedmiotem normalizacji w budownictwie mostowym jest głównie wymiarowanie konstrukcji. Wymiarowanie to w pewnym sensie synteza projektowania, wznoszenia i badań mostu, a więc działań, których rezultatem jest wzniesiona budowla [11]. W miarę rozwoju nauki i techniki metody wymiarowania mogą i powinny być poddawane próbom nowego ich ujmowania. Próby te skrótowo opisano poniżej.

Najpierw kilka faktów z historii. W 1923 roku przy Ministerstwie Handlu i Przemysłu powołano Komitet Techniczny ds. Normalizacji Wyrobów Przemysłowych. W 1924 roku został powołany Polski Komitet Normalizacyjny oraz wprowadzono Polską Normę (PN) jako oficjalny dokument do dobrowolnego stosowania. Pierwszą normę z zakresu budownictwa opublikowano w 1925 roku – była to: PN/B-2002 „Cement portlandzki normalny – Próby fizyczne”. W czasach po II Wojnie Światowej działalność normalizacyjną, także tę dotyczącą budownictwa, intensywnie rozwijano. Wystarczy nadmienić, że według posiadanych przez nas informacji, w 2008 roku liczba aktualnych wtedy norm tylko z zakresu budownictwa właśnie była równa 2671. Nie nam rozsądzać czy liczba ta wynikała z rzeczywistych potrzeb technicznych, czy też z dążenia do nadmiernych biurokratycznych uregulowań.

Historia normalizacji dotyczącej mostownictwa jest w Polsce Niepodległej nieco dłuższa i dotyczy przede wszystkim obciążeń użytkowych. Wprowadzenie ujednoliceń było tu szczególnie potrzebne, ponieważ na obszarze państwa polskiego znalazły się mosty o nośności odpowiadającej przepisom trzech państw zaborczych. Normatyw obciążeń mostów drogowych ustanowiono 4 marca 1920 roku [10]. Od tego czasu obowiązywało już siedem następnym normatywów obciążeń drogowych obiektów mostowych, ustanawianych w latach: 1926, 1952, 1956, 1966, 1982 i 1985 oraz – od 1 kwietnia 2010 roku – obciążenia eurokodowskie. Normatywy od roku 1966 miały rangę norm państwowych. Podobnie sprawa wygląda w odniesieniu do mostów kolejowych [12].

Jeśli chodzi o zasady obliczania i projektowania mostów betonowych, to ograniczając się tylko do lat po II Wojnie Światowej należy przypomnieć, że pierwsze powojenne przepisy w tym zakresie zebrano w tzw. tablicach Bryła [13]. Autorzy zestawili tam rozproszone przepisy z czterech dokumentów: przepisów o budowie i utrzymaniu mostów drogowych i miejskich, wydanych przez Ministerstwo Transportu Drogowego i Lotniczego w 1951 r., normatywu technicznego projektowania mostów drogowych i miejskich z 1954 r., nie

zatwierdzonego projektu normy PN/B-03261 „Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie” z 1952 r. oraz normatywu technicznego projektowania stalowych mostów kolejowych (D-64), wydanego przez Ministerstwo Kolei w 1955 r. Pierwsza norma polska, dotycząca mostów betonowych i żelbetowych ukazała się dopiero w roku 1958. Była to norma PN-58/B-03261 „Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”. *Nota bene* liczyła ona tylko 32 strony małego formatu i do dziś w środowisku mostowców uważana jest za jedną z najlepszych norm. Natomiast mosty z betonu sprężonego projektowano początkowo na podstawie ogólnobudowlanej normy PN-57/B-03320 „Konstrukcje sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”. W tej normie tylko pewne postanowienia dotyczyły konstrukcji mostów. Normę tą znowelizowano w 1966 roku wprowadzając normę PN-66/B-03320 „Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie”, która służyła długie lata do projektowania m.in. sprężonych mostów drogowych. Natomiast do projektowania sprężonych mostów kolejowych wydano w 1964 r. „Wytyczne techniczne projektowania mostów kolejowych z betonu sprężonego, WP-D 15”. Norma, która była pewnego rodzaju scaleniem i unowocześnieniem poprzednio wymienionych i dotyczyła wyłącznie obiektów mostowych, ukazała się dopiero w 1991 roku: PN-91/S-10042 „Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”. Norma ta była aktualna do 1 kwietnia 2010 roku, i chociaż obecnie ma status normy wycofanej, nadal jest stosowana. Współczesność, to Eurokody, którym poświęcamy tu oddzielny punkt 5, omawiając w nim głównie ich założenia i podstawy naukowe.

Jak zatem widać procesy normalizacyjne dotyczące mostownictwa betonowego przebiegały w Polsce dość wolno. Wiele spraw już od początku wprowadzania nowych norm było kwestionowanych, ale tak bywa zawsze, gdy nowe wypiera zastane. Kilka najważniejszych aspektów zmieniających się w ponad 50-letnim okresie norm do projektowania mostów betonowych omówiono poniżej.

W dotychczasowej historii naszego mostownictwa betonowego konsekwentnie stosowano metody obliczeń oparte na założeniach teorii sprężystości, zarówno w fazie obliczeń statycznych jak i w fazie obliczeń wytrzymałościowych (wymiarowania). W normach PN-57/B-03320, PN-58/B-03261 oraz PN-66/B-03320 wymiarowanie elementów mostów betonowych opierało się na metodzie naprężeń dopuszczalnych, założeniu płaskich przekrojów i liniowego rozkładu naprężeń (tzw. metodzie klasycznej). Naprężenie dopuszczalne w betonie uzależniono od marki betonu oraz rodzaju sprawdzanych naprężeń, a także charakteru obciążenia (zasadniczego, dodatkowego, wyjątkowego). Natomiast naprężenia dopuszczalne dla stali zbrojeniowej przyjmowano na poziomie około 0,50 granicy plastyczności stali. Przy sprawdzaniu elementów mostów betonowych na obciążenia dodatkowe lub wyjątkowe możliwe było zwiększenie naprężeń dopuszczalnych w betonie i stali maksymalnie o 40%, jednak, jak już wcześniej wspomniano, *„każdorazowo za zgodą odnośnych władz”*. Natomiast naprężenia dopuszczalne na rozciąganie w cięgnach sprężających (wg PN-57/B-03320) przyjmowało się początkowo jako równe mniejszej z dwóch wartości: $0,85 Q_{r0,2}$ i $0,65 R_r$, gdzie $Q_{r0,2}$ to granica plastyczności stali, a R_r - wytrzymałość stali na rozciąganie. Przy chwilowym przeciążeniu dopuszczono zwiększenie tych naprężeń o 10%. Wydane w połowie lat 60-tych nowe normatywy mostowe, tj.: norma PN-66/B-03320 (dla mostów drogowych) oraz wytyczne WP-D 15 (dla mostów kolejowych), nieznacznie obniżyły i zróżnicowały te wartości.

W przedstawionych wyżej pierwszych polskich normach do projektowania mostów betonowych powszechnie stosowano metodę globalnego współczynnika bezpieczeństwa, którą można zapisać następującym warunkiem:

$$\sigma[S(G, Q)] \leq k \left(\frac{f_m}{s}, E = const. \right) \quad (1)$$

gdzie: σ – naprężenie wywołane uogólnioną siłą wewnętrzną S ;
 G, Q – obciążenia nominalne stałe i zmienne;
 k – naprężenie dopuszczalne;
 f_m – wytrzymałość przeciętna lub gwarantowana;
 s – globalny współczynnik bezpieczeństwa;
 E – moduł sprężystości.

Wzór (1) podaje tzw. warunek bezpieczeństwa nośności sprężystej, wystarczający dla wymiarowania konstrukcji betonowych i żelbetowych. W przypadku wymiarowania elementów z betonu sprężonego warunek ten nie zapewnia określonego zapasu bezpieczeństwa. Dlatego niezależnie od konieczności sprawdzenia naprężeń wg wzoru (1) wymagało się także sprawdzenia konstrukcji w stanach granicznych nośności i zarysowania (odpowiednio w stadium początkowym, bezużytkowym i użytkowym). Ten dodatkowy warunek bezpieczeństwa ze względu na zniszczenie (tzw. nośność plastyczną) i/lub zarysowanie można zapisać następująco:

$$S(G, Q) \leq \frac{1}{s} R(f_m) \quad (2)$$

gdzie: S – uogólniona siła wewnętrzna, najczęściej moment zginający M ;
 G, Q – obciążenia nominalne stałe i zmienne;
 R – nośność graniczna (moment niszczący M_n lub rysujący M_r);
 f_m – wytrzymałość przeciętna lub gwarantowana;
 s – globalny współczynnik bezpieczeństwa (tzw. współczynnik pewności na zniszczenie lub zarysowanie).

Moment niszczący z uwagi na stal M_n obliczało się przy założeniu, że w chwili poprzedzającej zniszczenie beton w strefie ściskanej osiąga wytrzymałość na ściskanie przy zginaniu, a jednocześnie stal sprężająca osiąga granicę wytrzymałości na rozciąganie. Natomiast moment rysujący M_r wyrażano w normach PN-57/B-03320 i PN-66/B-03320 następująco:

$$M_r = W(\sigma_s + \gamma R_r) \quad (3)$$

gdzie: W – wskaźnik wytrzymałości dolnej strefy przekroju betonowego;
 σ_s – naprężenie sprężające po stratach;
 R_r – wytrzymałość betonu na rozciąganie;
 γ – współczynnik uplastycznienia równy 1,7.

Poziom bezpieczeństwa betonowych mostów sprężonych regulowano ograniczeniem od dołu współczynników pewności s , stosowanych we wzorze (2). Np. w normie PN-66/B-03320 wymagano, aby współczynnik pewności na zarysowanie w przekrojach zginanych betonowych mostów sprężonych nie był mniejszy od 1,35 dla obciążenia zasadniczego (1,25 dla obciążenia wyjątkowego). Dodatkowo wymagano sprawdzenia warunku $M_n/M_r \geq 1,2$. Natomiast współczynnik pewności na zniszczenie z uwagi na stal nie powinien być mniejszy od 2,1 dla obciążenia zasadniczego (1,9 dla obciążenia wyjątkowego), a współczynnik pewności na zniszczenie z uwagi na beton nie powinien być mniejszy od 2,5 dla obciążenia zasadniczego (2,2 dla obciążenia wyjątkowego).

Jak już wspomniano, długo oczekiwane przez środowisko mostowe wprowadzenie nowej normy do projektowania mostów betonowych miało miejsce w 1991 r. PKN wprowadził wówczas normę PN-91/S-10042 „Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”, która w zwartej i jednolitej formie zebrała

i dostosowała do aktualnego stanu wiedzy wszystkie dotychczasowe przepisy normowe w zakresie projektowania mostów z betonu. Najistotniejsze zmiany, wprowadzone przez nową normę to: wprowadzenie metody stanów granicznych nośności i użytkowania, wprowadzenie zasady rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa oraz wprowadzenie klas i wytrzymałości charakterystycznych stali i betonu na podstawie odpowiednich norm materiałowych. W normie PN-91/S-10042 w dalszym ciągu były stosowane procedury oparte na teorii sprężystości, a zatem podstawą projektowania mostów żelbetowych była nadal metoda naprężeń liniowych (ew. dopuszczalnych), bazująca na tzw. nośności sprężystej. W wymiarowaniu przyjęto ważność zasady płaskich przekrojów, zakładano liniowy rozkład naprężeń betonu w strefie ściskanej, pomijając naprężenia rozciągające (z wyjątkiem zginanych przekrojów niezbrojonych) oraz założono współodkształcalność betonu i stali. Jednakże w przeciwieństwie do poprzednich norm wprowadzono zamiast globalnego współczynnika bezpieczeństwa s rozdzielone (częstkowe) współczynniki bezpieczeństwa γ , osobno dla obciążeń, osobno dla materiałów. Główny warunek bezpieczeństwa dla mostów żelbetowych wg tej normy można zapisać następująco:

$$\sigma[S(G_k\gamma_G, Q_k\gamma_Q)] \leq f_d(f_k, \gamma_m, m, E) \quad (4)$$

gdzie: σ – naprężenie wywołane uogólnioną siłą wewnętrzną S ;
 G, Q – obciążenia charakterystyczne stałe i zmienne;
 γ_G, γ_Q – obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa;
 f_d – wytrzymałość obliczeniowa;
 f_k – wytrzymałość charakterystyczna;
 γ_m – materiałowy współczynnik bezpieczeństwa;
 m – współczynnik korekcyjny;
 E – moduł sprężystości.

Obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa (γ_G, γ_Q) uwzględniały możliwe odchylenia obciążeń od wartości charakterystycznych oraz nieścisłości modelu obliczeniowego. Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa (γ_m) uwzględniał możliwość odchylenia wytrzymałości materiału od wartości charakterystycznych, odchylenia wymiarów elementu od wartości nominalnych oraz odchylenia pomiędzy cechami mechanicznymi materiału w konstrukcji i w próbkach użytych do badań materiałowych.

W obliczeniach wytrzymałościowych elementów żelbetowych wg PN-91/S-10042 stosuje się przekrój sprowadzony, tj. przekrój betonu powiększony o pole przekroju stali zbrojeniowej, pomnożone przez współczynnik $\alpha = E_s/E_c$. Zmieniając odpowiednio współczynnik α można uwzględniać w wymiarowaniu wpływ procesów reologicznych betonu. Np. w obliczeniach naprężeń przyjmuje się $\alpha=7$ dla dominujących obciążeń krótkotrwałych, $\alpha=20$ dla dominujących obciążeń długotrwałych oraz $\alpha=15$ dla przypadków pośrednich.

W przypadku konstrukcji sprężonej warunek na nośność sprężystą (4), opisujący stan przed zarysowaniem, został uzupełniony o warunek bezpieczeństwa z uwagi na zniszczenie (nośność plastyczną) oraz kryterium bezpieczeństwa na zarysowanie konstrukcji. Warunek nośności plastycznej zapisany w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa ma postać:

$$S_d(G_k\gamma_G, Q_k\gamma_Q) \leq R_d \left(\frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{\alpha_p f_{pk}}{\gamma_p}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad (5)$$

gdzie: S_d – siła wewnętrzna wywołana obciążeniem obliczeniowym;
 G_k, Q_k – obciążenia charakterystyczne stałe i zmienne;

- γ_G, γ_Q – obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa;
 R_d – odpowiednia nośność obliczeniowa;
 α, α_p - współczynniki uplastycznienia;
 f_k – wytrzymałość charakterystyczna odpowiednio dla betonu (ck), stali sprężającej (pk) i stali zbrojeniowej (yk);
 $\gamma_c, \gamma_p, \gamma_s$ – materiałowe współczynniki bezpieczeństwa odpowiednio dla betonu (c), stali sprężającej (p) i stali zbrojeniowej (s).

Podobnie jak w normach poprzednich, w analizie nośności sprężystej wg PN-91/S-10042 wyróżniało się trzy podstawowe stadia obciążenia: stadium początkowe (sprężenie), bezużytkowe (obciążenia stałe) oraz użytkowe (ekstremalne obciążenia eksploatacyjne). Znając wymiary przekroju poprzecznego można wyznaczyć wszystkie charakterystyki geometryczne, a następnie – dla znanej siły sprężającej i jej mimośrodu – naprężenia w skrajnych włóknach przekroju. Jednakże spełnienie warunku (4) nieprzekroczenia wytrzymałości obliczeniowej nie zwalniało od konieczności sprawdzenia warunku bezpieczeństwa na zarysowanie i na zniszczenie (5).

Warunek bezpieczeństwa na zarysowanie (zniszczenie przekroju przed zarysowaniem) wg normy PN-91/S-10042 jest podany w postaci:

$$\frac{M_r}{M_k} \geq S_i \quad (6)$$

gdzie: M_r – moment rysujący;

M_k – moment zginający od obciążeń charakterystycznych ($\gamma_f=1,0$);

s_i – globalny współczynnik bezpieczeństwa na zarysowanie o wartości od 1,1 do 1,3 w zależności od rodzaju obiektu mostowego (kolejowy, drogowy, kładka).

Dla stanu zniszczenia po zarysowaniu (tzw. nośności plastycznej) w normie PN-91/S-10042 przyjmuje się następujące założenia [14]:

- równomierny (prostokątny) rozkład naprężeń w strefie ściskanej, odpowiadających wytrzymałości betonu;
- pominięcie betonu w strefie rozciąganej;
- naprężenia w stali sprężającej i zbrojeniowej w strefie rozciąganej odpowiadają wytrzymałości na rozciąganie;
- naprężenia w stali zbrojeniowej w strefie ściskanej odpowiadają wytrzymałości na ściskanie;
- ciągną sprężające w strefie ściskanej doznając redukcji naprężenia (ok. 400 MPa) odpowiadającej skróceniu betonu o wartość ok. 2‰;
- ograniczenie maksymalnych odkształceń w betonie do 3,5‰ (dla elementów zginanych) i w stali do 10‰, bez wprowadzania zasady liniowego rozkładu odkształceń.

Warunek bezpieczeństwa na zniszczenie wg normy PN-91/S-10042 jest podany w postaci:

$$\frac{M_n}{M_k} \geq S_i \quad (7)$$

gdzie: M_n – moment graniczny ze względu na stal lub beton;

M_k – moment zginający od obciążeń charakterystycznych ($\gamma_f=1,0$);

s_i – globalny współczynnik bezpieczeństwa na zniszczenie o wartości od 1,8 do 2,4 w zależności od materiału i układu obciążeń.

Podsumowując historyczny przegląd polskich norm do projektowania mostów betonowych należy stwierdzić, że ponad 50-letni okres ich stosowania utrwalił u projektantów stosowanie metod obliczeń opartych na założeniach teorii sprężystości, płaskich przekrojów i liniowego rozkładu naprężeń (tzw. metody klasycznej). Jedyną poważną zmianą w tym długim okresie było zastąpienie 20 lat temu powszechnie stosowanego globalnego współczynnika bezpieczeństwa, przykładanego do materiału i realizowanego w formie tzw. naprężeń dopuszczalnych, konwencją rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa, przykładanych zarówno do materiału (wytrzymałości obliczeniowej) jak również do obciążeń (obciążenia obliczeniowe). Eurokody, które stały się już dzisiaj Polskimi Normami, wprowadziły zasadnicze zmiany do tego ugruntowanego systemu wymiarowania. Jako pokazuje dyskusja tocząca się w środowisku projektantów mostowych, może to stanowić poważną barierę w upowszechnieniu stosowania Eurokodów do projektowania mostów betonowych.

5 PODSTAWY PROJEKTOWANIA MOSTÓW BETONOWYCH WG EUROKODÓW

Polska jako kraj członkowski UE była zobowiązana do wprowadzenia w życie Eurokodów do 31.03.2010 r. Z tym dniem dotychczasowe polskie normy PN zostały wycofane na rzecz nowych norm oznaczanych PN-EN, będących polskimi tłumaczeniami Eurokodów. W założeniu Eurokody mają zunifikować przepisy projektowe w ramach UE. Jedyne wartości mogące ulegać zmianie w poszczególnych krajach członkowskich, zostały wyraźnie oznaczone i powinny być określone w tzw. Załącznikach Krajowych, wydanych przez odpowiednią krajową komisję normalizacyjną.

Oba systemy norm, dotychczasowy (PN) i nowy (PN-EN), posługują się tzw. metodą stanów granicznych. Pomimo tego występują między nimi bardzo istotne różnice, zarówno w zakresie zasad obciążania jak również wymiarowania [15], [16]. W przypadku mostów betonowych najważniejsza z tych różnic dotyczy określania stanu granicznego nośności. Nie jest to już bowiem tzw. nośność sprężysta, stosowana w poprzedniej normie PN w połączeniu z metodą naprężeń liniowych, lecz nośność pozasprężysta, obliczana z uwzględnieniem różnego stopnia uplastycznienia betonu i stali zbrojeniowej. To nowe założenie dotyczy zarówno konstrukcji żelbetowych, jak również sprężonych [14].

Zgodnie z systemem norm PN-EN należy rozpatrywać dwie grupy stanów granicznych: nośności (SGN, ULS) i użyteczności (SGU, SLS). Wśród stanów SGN wyróżniamy:

- utratę równowagi statycznej konstrukcji (EQU);
- zniszczenie wewnętrzne lub nadmierne odkształcenia konstrukcji lub jej elementów (STR);
- zniszczenie lub nadmierne odkształcenia podłoża (GEO);
- zniszczenie zmęczeniowe konstrukcji (FAT).

Dwa główne warunki STR i GEO można zapisać nierównością:

$$E_d(G_k\gamma_G, Q_k\gamma_Q) \leq R_d \left(\frac{f_k}{\gamma_M} \right) \quad (8)$$

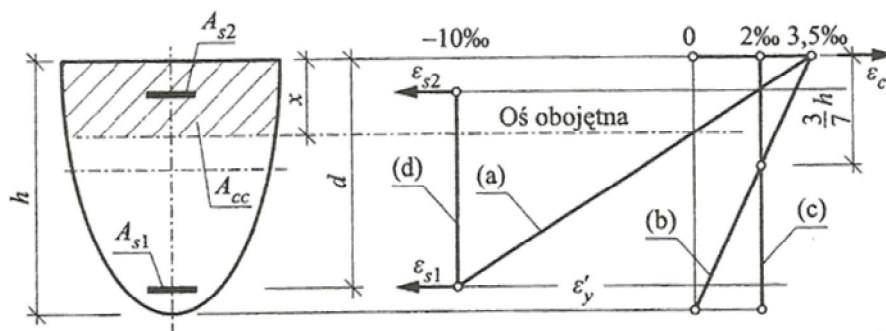
gdzie: E_d – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań (np. odpowiednia siła wewnętrzna);
 G_k, Q_k – obciążenia charakterystyczne stałe i zmienne;
 γ_G, γ_Q – obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa;
 R_d – obliczeniowa nośność elementu na działanie danego obciążenia.

Przedstawiona nierówność (8) powinna być spełniona w każdym punkcie konstrukcji, dla każdego przypadku i każdej kombinacji obciążenia (stałej, przejściowej, wyjątkowej). Odpowiednie wartości obliczeniowe sił uogólnionych E_d oraz obliczeniową nośność elementu

R_d oblicza się w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa, biorąc pod uwagę następujące sytuacje: trwałe, przejściowe i wyjątkowe. Obliczeniową (graniczną) siłę wewnętrzną wyznacza się przy założeniu, że wytrzymałość betonu lub granica plastyczności stali przyjmuje wartości obliczeniowe oraz:

- obowiązuje zasada płaskich przekrojów;
- odkształcenia zbrojenia i cięgien sprężających są takie same jak odkształcenia otaczającego je betonu;
- pomija się wytrzymałość na rozciąganie betonu;
- związek $\sigma - \varepsilon$ dla betonu ściskanego jest wykresem paraboliczno – prostokątnym lub liniowo – prostokątnym;
- związek $\sigma - \varepsilon$ dla stali zbrojeniowej i sprężającej jest wykresem liniowo – prostokątnym lub z linią pochyłą (tzw. wzmocnieniem);
- odkształcenia w zbrojeniu rozciągającym osiągają wartość graniczną 10‰;
- odkształcenia w betonie ściskanym osiągają wartość graniczną 3,5‰;
- odkształcenia we włóknie skrajnym betonu w odległości $3/7 h$ od krawędzi (gdzie h - wysokość przekroju) osiągną wartość 2,0‰.

Zgodnie z tymi założeniami stan graniczny nośności przekroju w elemencie zginanym zostanie osiągnięty, jeżeli zostanie spełniony jeden z warunków f), g) lub h) (rys.6):



Rys.6. Rozpatrywane stany odkształceń w przekroju żelbetowym wg PN-EN (metoda ogólna) [14], (a) w części przekroju występują naprężenia rozciągające, (b) w przekroju nie występuje rozciąganie, (c) cały przekrój jest równomiernie ściskany, (d) cały przekrój jest równomiernie rozciągany;

Wykresy naprężeń na wysokości strefy ściskanej betonu w stanie granicznym nośności będą przyjmowały różne kształty, w zależności od stanu odkształceń zbrojenia. Prowadzi to do całej rodziny funkcji opisujących możliwe zachowanie całego przekroju. Szczegółową analizę tych przypadków można znaleźć np. w pracy [14].

Poza przedstawioną powyżej metodą dokładną PN-EN dopuszcza również stosowanie metody uproszczonej, w której obowiązują wszystkie w/w założenia metody ścisłej, z wyjątkiem zmodyfikowanego (ekwiwalentnego) rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu. Modyfikacja polega na redukcji wysokości strefy ściskanej do wartości λx , a maksymalnej wartości naprężeń ściskających do wartości ηf_{ck} , przyjmując odpowiednio $\lambda=0,8$ i $\eta=1,0$ (dla betonów $f_{ck} \leq 50$ MPa). Przyjęcie takich założeń pozwala na pominięcie analizy stanu naprężeń w różnych zakresach odkształceń, co znacznie upraszcza wymiarowanie. Niezależnie od zakresu odkształceń, wykres naprężeń ściskających ma kształt prostokątny o wartości równej f_{cd} .

Nośność konstrukcji sprężonych jest w ogólnym zarysie analizowana podobnie, jak w przypadku konstrukcji niesprężonych (żelbetowych), z uwzględnieniem dodatkowego „wewnętrznego” momentu zginającego i siły osiowej. W PN-EN 1992-2 sprężenie wprowadza się do kombinacji oddziaływań jako obciążenie, a jego efekty włącza się do

wewnętrznego momentu i siły osiowej, które działają na przekrój lub element. Wpływ na nośność przekroju ma jedynie przyrost naprężeń w cięgnach równy różnicy pomiędzy ich wytrzymałością, a naprężeniami wywołanymi przez sprężenie. Ten przyrost naprężeń oblicza się zakładając, że punkt zerowy zależności $\sigma - \varepsilon$ w cięgnach jest przesunięty na skutek wpływu sprężania [14].

W przypadku przekrojów sprężonych nośność przekroju określają dodatkowo graniczne wartości naprężeń:

- a) maksymalne naprężenie w stali sprężającej:

$$\sigma_{p,\max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1,k}) \quad (9)$$

gdzie: f_{pk} – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie stali sprężającej;
 $f_{p0,1k}$ – charakterystyczna wartość umownej granicy plastyczności stali sprężającej (wartość tą można zwiększyć do 0,95 przy chwilowym przeciążeniu);

- b) początkowe naprężenia w cięgnach po uwzględnieniu strat doraźnych (w czasie $t=t_0$, decyduje wartość mniejsza, oznaczenia jak wyżej):

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1,k}) \quad (10)$$

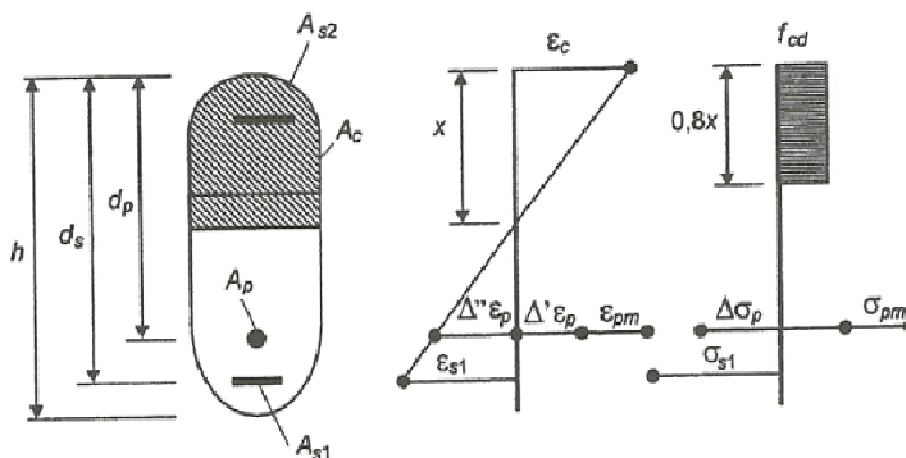
Obie wartości naprężeń są wyraźnie większe od wartości przyjętych w normie PN-91/S-10042, w której np. dopuszczalną granicę naprężenia w cięgnach ustalono na poziomie $0,65f_{pk}$.

- c) naprężenia w betonie od sprężania i innych obciążeń po czasie t :

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (11)$$

gdzie: $f_{ck}(t)$ – wytrzymałość charakterystyczna betonu w chwili przyłożenia obciążenia t .

W obliczeniach stanu granicznego nośności zginanego przekroju sprężonego przyjmuje się wykres odkształceń (naprężeń) wg rys.7, przyjmując odpowiednio współczynniki $\lambda=0,8$ i $\eta=1,0$ (dla betonów $f_{ck} \leq 50$ MPa).



Rys.7. Wykresy odkształceń i naprężeń w stanie granicznym przekroju sprężonego wg PN-EN

W stanach granicznych użyteczności wartość obliczeniowych efektów oddziaływań E_d muszą być mniejsze od wartości dopuszczalnych C_d ugięć, rozwarości rys, naprężeń, itp., tzn.:

$$E_d(G_k\gamma_G, Q_k\gamma_Q) \leq C_d \quad (12)$$

gdzie: E_d – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań;
 G_k, Q_k – obciążenia charakterystyczne stałe i zmienne;
 γ_G, γ_Q – obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa;
 C_d – dopuszczalne wartości oddziaływań.

Dopuszczalne wartości oddziaływań C_d do sprawdzania SGU są ustalane dla jednej z następujących kombinacji: rzadkiej, częstej, lub prawie stałej.

Wśród stanów SGU dla mostów betonowych w PN-EN 1992-2 wyróżniono:

- a) stan graniczny naprężeń w stali i betonie;
- b) stan graniczny zarysowania, w tym:
 - określenie minimalnego zbrojenia w przekroju sprężonym;
 - obliczeniową weryfikację szerokości rys lub kontrolę zarysowania bez potrzeby obliczeń;
- c) stan graniczny ugięć.

Nowym stanem granicznym użyteczności wprowadzonym w PN-EN jest stan graniczny naprężeń. Wprawdzie stan ten nie odnosi się bezpośrednio do warunków użytkowania konstrukcji, lecz ograniczenie wartości naprężeń w ściskających w betonie ma związek z jego trwałością. Zaliczenie w PN-EN do stanów użyteczności stanu granicznego naprężeń jest związane z przyjętym w Eurokodach systemem współczynników bezpieczeństwa – stan graniczny naprężeń sprawdza się bowiem przy przyjęciu współczynników obciążeniowych $\gamma=1,0$.

W analizie zarysowania mostów sprężonych norma PN-EN 1992-2 nie wprowadza stadiów sprężania konstrukcji (jak stosowano w dotychczasowych Polskich Normach), lecz uzależnia wartość siły sprężającej jedynie od wymaganej trwałości mostu, uzależniając dopuszczalną rozwarość rys od tzw. klasy ekspozycji betonu. Ponadto w PN-EN przyjęto do obliczania momentu rysującego współczynnik uplastycznienia $\lambda=1,0$ (w PN $\lambda=2,0$), co w praktyce oznacza przyjęcie założenia sprężystej pracy elementu sprężonego aż do zarysowania. Możliwość wystąpienia rys sprawdza się wg PN-EN wg zależności:

$$M_{sd} < M_{cr} = W_c(\sigma_{cp} + f_{ct,eff}) \quad (13)$$

gdzie: M_{sd} – moment od obciążeń charakterystycznych;
 M_{cr} – moment rysujący;
 W_c – wskaźnik wytrzymałości przekroju betonu;
 σ_{cp} – naprężenia w skrajnych włóknach przekroju betonowego wywołane siłą sprężającą po uwzględnieniu wszystkich strat;
 $f_{ct,eff}$ – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie lub wytrzymałość na rozciąganie betonu przy zginaniu.

Jak wykazano powyżej, pomimo przyjęcia jednakowej filozofii projektowania, opartej na metodzie stanów granicznych w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa, obie normy PN-EN 1992-2 oraz PN-91/S-10041 zasadniczo różnią się między sobą. Najistotniejsze różnice to:

- a) przyjęcie przez PN-EN dla stanu granicznego nośności (do obliczeń wytrzymałościowych) sprężysto – plastycznych i sztywno – plastycznych modeli

- materiałów konstrukcyjnych (w zakresie większym dla betonu, mniejszym dla stali), w porównaniu do modeli liniowych, zalecanych w PN;
- b) sprawdzanie naprężeń w PN-EN jako stanu granicznego użytkowalności; wg PN naprężenia stanowiły podstawowy stan graniczny nośności;
 - c) przeznaczenie PN-EN tylko do projektowania z wyłączeniem sprawdzania istniejących konstrukcji.

System nowych norm europejskich powrócił do dobrej praktyki (p. 3), dopuszczającej odstępstwa od zapisów normowych pod warunkiem ich naukowego uzasadnienia. Generalnie Eurokody zalecają, aby obliczenia projektowe wykonywać za pomocą ustalonych modeli konstrukcji, zgodnych z uznaną teorią i praktyką inżynierską oraz pozwalających na określenie zachowania się konstrukcji z akceptowalną dokładnością. Jednakże, co zapisano w podstawach systemu Eurokodów (PN-EN 1990, p.5.1.1), „*jeżeli zachodzi potrzeba, modele te powinny być weryfikowane doświadczalnie*”. W p.5.2 stwierdzono zaś jednoznacznie, że „*projektowanie może być przeprowadzone na podstawie badań*”. O takiej potrzebie decyduje projektant. Norma sugeruje wprowadzić, w jakich przypadkach może to mieć miejsce (PN-EN 1990, Załącznik D), lecz nie zamyka tego katalogu. Zastrzega jedynie, że projektowanie wspomaganie badaniami powinno zapewnić poziom niezawodności wymagany dla danej sytuacji obliczeniowej oraz wymaga, aby był zastosowany ten sam poziom bezpieczeństwa jak w przedmiotowej normie konstrukcyjnej, tu PN 1991-2. Dodatkowo w celu uporządkowania procedur badawczych, które mogą być podejmowane przez różnych projektantów (badaczy), w Załączniku D normy PN-EN 1990 dokładnie opisano sposób planowania badań i ustalania wartości obliczeniowych, podano ogólne zasady oceny statystycznej wyników oraz omówiono statystyczne określanie modeli nośności.

6 UWAGI I WNIOSKI KOŃCOWE

Przedmiotem niniejszej pracy są ogólnie rzecz ujmując relacje między sztuką budowania i zakresem obowiązujących w budownictwie mostowym wszelkich przepisów, zwłaszcza normowych. Wykazano, że w mostownictwie praktyka często wyprzedza osiągnięcia badawcze, a z kolei te osiągnięcia z opóźnieniem trafiają do ujęć normowych, pozwalających na upowszechnienie niestosowanych poprzednio rozwiązań. Doświadczenia wzięte z praktyki (często tragiczne) posłużyły do *odkrycia nowego*. Wyprzedzanie ujęć teoretycznych przez praktykę jest w mostownictwie szczególnie widoczne na przykładzie wprowadzania nowych, niekonwencjonalnych materiałów (betony specjalne, kompozyty, itp.).

Na tym tle w pracy podjęto rozważania, czy normalizacja stanowi hamulec, czy motor postępu w mostownictwie, na ile jest ona kreatywna, a na ile zachowawcza, a także jakie jest tempo przenikania osiągnięć nauki do normalizacji. Nie ulega wątpliwości, że normalizacja stoi na straży zapewnienia wymaganej jakości i niezawodności wyrobów i procesów dotyczących wykonawstwa i eksploatacji obiektów mostowych. To definiuje obecną rolę norm – nie są one inspiracją do zmian, ale ich celem jest zmuszenie projektantów do przestrzegania tego co znane. Dlatego tworzenie norm, będące jednym z najważniejszych działań w technice, należy traktować jako działanie szczególnie odpowiedzialne i powierzać je najlepszym.

Procesy normalizacyjne dotyczące mostownictwa betonowego przebiegały w Polsce dość wolno. Kilka najważniejszych aspektów zmieniających się w ponad 50-letnim okresie norm do projektowania mostów betonowych omówiono w pracy. W dotychczasowej historii naszego mostownictwa betonowego konsekwentnie stosowano metody obliczeń oparte na założeniach teorii sprężystości, zarówno w fazie obliczeń statycznych jaki i w fazie obliczeń wytrzymałościowych. Ten okres utrwalił u projektantów stosowanie metod obliczeń opartych

na założeniach płaskich przekrojów i liniowego rozkładu naprężeń (tzw. metody klasycznej). Eurokody wprowadziły zasadnicze zmiany do tego ugruntowanego systemu projektowania. Pomimo przyjęcia jednakowej filozofii projektowania, opartej na metodzie stanów granicznych w konwekcji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa, oba systemy norm, dotychczasowy (PN) i nowy (PN-EN), zasadniczo różnią się między sobą.

Należy jednak pamiętać, że pomimo istnienia systemu norm w obszarze mostownictwa nowatorskie rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne powstawały i powstają nadal raczej w kontrze do norm niż w pełnej z nimi harmonii. Wynika głównie z kreatywnych postaw inżynierów oraz szerokiego korzystania ze wsparcia świata nauki, a czasami także światłych inwestorów. Dlatego zachowując podstawową swoją rolę, normalizacja powinna pozostawiać też otwartą furtkę do stosowania rozwiązań nowych, zezwalać na kreatywność. Dobrze więc się stało, że system nowych norm europejskich powrócił do dobrej praktyki, dopuszczającej odstępstwa od zapisów normowych pod warunkiem ich naukowego uzasadnienia. Tym samym furtka ku postępowi, ku wprowadzaniu nowszych osiągnięć badawczych do praktyki, jest znowu otwarta. I na pewno w mostownictwie betonowym będzie niejednokrotnie wykorzystywana.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Radomski W.: Katastrofy i awarie mostów, a rozwój wiedzy budowlanej, XXV Konferencja „Awarie budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 2011, tom I, s. 153-174.
- [2] Radomski W.: Naukowe uwarunkowania rozwoju inżynierii lądowej. Artykuł dyskusyjny, Drogi i Mosty, nr 3/2005, s. 77-91.
- [3] Radomski W., Furtak K.: O roli nauki w rozwoju mostownictwa, Inżynieria i Budownictwo, nr 7/2008, s. 366-371.
- [4] Furtak K., Radomski W.: O zagadnieniach mechaniki w rozwiązaniach materiałowych i konstrukcyjnych w mostownictwie, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Budownictwo Lądowe, LVIII, nr 601, 2006, s. 209-222.
- [5] Wasutyński Z.: Technika, jej działy metoda, PWN, Warszawa 1962.
- [6] Radomski W.: Rozwój nauki w obszarze inżynierii lądowej a rola Instytutu Techniki Budowlanej, Sympozjum „Instytutu badawcze budownictwa w Unii Europejskiej”, Wydawnictwo ITB, Warszawa 2005, s. 9-21.
- [7] Larsen A.: Aerodynamics of the Tacoma Narrows Bridge – 60 Years Later, Structural Engineering International, 4/2000, p. 243-248.
- [8] Siwowski T., Radomski W.: Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu, Inżynieria i Budownictwo, nr 7/1998, s. 382 – 388.
- [9] Radomski W.: Pierwsze w Polsce zastosowanie betonu samozagęszczanego w konstrukcji mostu. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/2003, s.103-107.
- [10] Ustawa z dnia 12 września 2002 roku o normalizacji, Dziennik ustaw z. 2002, nr 169, poz. 1386.
- [11] Kmita J.: Mosty betonowe. Część I: Podstawy wymiarowania. WKŁ, Warszawa, 1984.
- [12] Rybak M.: Przebudowa i wzmacnianie mostów, WKŁ, Warszawa 1983.
- [13] Bryl S., Bryl J.: Tablice inżynierskie. Tom II. Konstrukcje mostowe. Fundamenty. PWN, Poznań 1957.
- [14] Madaj A., Wołowicki W.: Projektowanie mostów betonowych. WKŁ, Warszawa, 2010.
- [15] Kamiński M. (red.): Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych wg Eurokodu 2. PWN, Warszawa – Wrocław 1996.
- [16] Ajdukiewicz A. (red.): Eurokod 2. Podręczny skrót do projektowania konstrukcji żelbetowych. SPC, Kraków 2009.

CONCRETE BRIDGES – SCIENTIFIC BASIS OF DESIGN VERSUS STANDARDIZATION

Summary

The connections between design practice for concrete bridges and research development in bridge engineering have been presented in the paper in a very synthetic manner. Very often cases of overtaking the theoretical approaches by every-day practice as well as R&D forced by successful and – more often – unsuccessful implementations have also been indicated. Against this background the evolution of concrete bridges standardization has been shown along with a way how it still draws on the recent R&D in bridge engineering. The issues: is it an obstacle or a motion of technological progress in bridge engineering or does it favor designer's creativity and his/her endeavor for originality in material and structural solutions - have been widely discussed along with domestic and worldwide bridge construction examples. Finally, the scientific background of Eurocodes for concrete bridges design has been presented.

Janusz RYMSZA¹
Instytut Badawczy Dróg i Mostów

PROCEDURA SZYBKIEJ IMPLEMENTACJI EUROKODÓW W BUDOWNICTWIE MOSTOWYM W POLSCE

STRESZCZENIE

W artykule podano procedurę implementacji Eurokodów w budownictwie mostowym w Polsce, opartą na poprawnych relacjach między nauką, administracją drogową, a biurami projektowymi. Opisano różnicę między normą aktualną a normą wycofaną. Wyprowadzono dowód, że powołanie ustawowo nieobligatoryjnej normy w dokumencie obligatoryjnym, takim jak rozporządzenie, czyni ją obligatoryjną. Opisano rolę Komitetów Technicznych w procesie implementacji Eurokodów w Polsce. Przytoczono nieprecyzyjne zapisy z Eurokodu 1 dotyczącego obciążenia ruchomego obiektów mostowych oraz z rozporządzenia dotyczącego drogowych obiektów inżynierskich. Podano propozycję wartości współczynników dostosowawczych w modelu obciążenia nr 1 drogowych obiektów mostowych, według Eurokodu 1.

Słowa kluczowe: Eurokod 1, obciążenia, obiekt mostowy, współczynniki dostosowawcze

1 WPROWADZENIE

1.1 Cele europejskiego systemu normalizacyjnego

W europejskim systemie normalizacyjnym sami zainteresowani znormalizowaniem danej dziedziny – projektanci, producenci lub przedsiębiorcy, przy udziale naukowców - na forum europejskim opracowują dokumenty normalizacyjne. I nie tylko je opracowują, ale także nieustannie poprawiają i uzupełniają.

Twórcom takiego systemu normalizacyjnego przyświecały następujące cele:

- stosowanie jednakowych zasad technicznych w całej Europie (albo wyrażając to nieco inaczej – usunięcie barier technicznych w Europie) - stąd tworzenie dokumentów normalizacyjnych na forum europejskim, a nie w wybranym kraju członkowskim UE;
- wykorzystywanie aktualnego stanu wiedzy i techniki – stąd nieustanny monitoring już opracowanych dokumentów;
- współtworzenie społeczeństwa obywatelskiego, w którym władza przekazała część swoich uprawnień do społeczeństwa, które samo, na własne potrzeby (i zazwyczaj z własnych funduszy) opracowuje zasady, których będzie przestrzegać – stąd władza w zakresie normalizacji nie ma specjalnych praw, ale i nie ma też specjalnych obowiązków.

¹ jrymsza@ibdim.edu.pl

1.2 Normy aktualne i wycofane

W Europie stworzono system normalizacyjny, który ulega permanentnym zmianom. Jeżeli poprawki i zamiany do nowelizowanego dokumentu normalizacyjnego mają zbyt duży zakres, jest opracowywany nowy dokument, który zastępuje dokument zawierający wiedzę techniczną już nieaktualną. W takim wypadku dokument nowelizowany jest wycofywany. Ponadto w zależności od stopnia zdezaktualizowania się, dokument może być wycofany z zastąpieniem albo bez zastąpienia.

Należy podkreślić, że wycofanie normy oznacza tylko tyle, że norma zawiera nieaktualną wiedzę techniczną. Nie ma zakazu stosowania norm wycofanych, bo nie ma zakazu korzystania z nieaktualnej wiedzy technicznej (przy czym wiedza nieaktualna nie oznacza braku wiedzy). Podobnie nie ma nakazu stosowania norm aktualnych, bo nie ma nakazu stosowania aktualnej wiedzy technicznej. Tak więc w tym systemie normalizacyjnym jest możliwe zarówno stosowanie norm aktualnych, jak i wycofanych. Tyle, że zamawiający usługę projektową powinien mieć świadomość, że - zgodnie z prawem - usługa może być wykonana na podstawie wiedzy aktualnej albo nieaktualnej i, że wybór zależy od niego.

Według informacji uzyskanych od dyr. Janusza Opiłki z PKN, na dzień 31 maja 2011 r. w Zbiorze Polskich Norm znajduje się 81 789 norm, w tym aktualnych jest 30 680. W sektorze budownictwa znajduje się 6 868 norm, w tym aktualnych 2 370.

1.3 Powoływanie norm w przepisach prawnych

Ze względu na to, że normy są powoływane w różnych przepisach prawnych (np. w Polsce są powoływane w rozporządzeniach lub specyfikacjach), aby do minimum ograniczyć zmiany w tych przepisach wynikające z ciągłej zmiany norm, wprowadzono dwa sposoby ich powoływania: datowane i niedatowane.

Datowanie normy powołanej powoduje konieczność stosowania danej wersji normy, nawet, jeżeli została wycofana. Natomiast powołanie normy niedatowanej nakłada obowiązek stosowania aktualnej wersji normy.

2 EUROKODY W NORMALIZACJI EUROPEJSKIEJ

2.1 Czym są Eurokody

Eurokody to zestaw norm projektowania konstrukcji obiektów budowlanych. W początkowym okresie Eurokody jako pre-normy ENV były przeznaczone do doświadczalnego stosowania we wszystkich krajach będących członkami Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego CEN (Comité Européen de Normalisation), na równi z normami krajowym. Po zebraniu doświadczeń przy ich stosowaniu i naniesieniu odpowiednich zmian, od 2002 r. wprowadzono je do stosowania w krajach członkowskich CEN jako Eurokody.

Eurokody są zharmonizowane z dyrektywą 89/106 EWG „Wyroby budowlane”. Podstawę harmonizacji stanowi wprowadzenie tych norm do zbioru norm krajów członkowskich i wycofanie norm z nimi sprzecznych. Na szczeblu europejskim Eurokody są opracowywane w Komitecie Technicznym CEN/TC 250 „Eurokody Konstrukcyjne”. Normy te stanowią ważny czynnik konsolidacji technicznej w sektorze budownictwa, będącym istotnym fragmentem rynku europejskiego.

2.2 Rola PKN przy opracowywaniu Eurokodów

Polski Komitet Normalizacyjny od 1 stycznia 2004 r. jest członkiem Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego CEN. PKN jest również członkiem innych europejskich organizacji normalizacyjnych: Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego Elektrotechniki - CENELEC i Europejskiego Instytutu Norm Telekomunikacyjnych - ETSI.

PKN jako członek europejskich organizacji normalizacyjnych jest uprawniony - ale i zobowiązany - do:

- współtworzenia norm europejskich (na forum europejskim),
- nadawania normom europejskim statusu norm polskich,
- wycofywania w określonym terminie norm sprzecznych z normami europejskimi (z zasady termin wycofania norm sprzecznych z daną normą jest podawany w normie zastępującej).

Od 2004 r. PKN nie tworzy norm w kraju tylko na forum europejskim. Przedstawiciele Komitetów Technicznych PKN uczestniczą w posiedzeniach odpowiednich europejskich komitetów normalizacyjnych. Każda norma europejska – EN – opracowana przez te komitety zostaje wprowadzona do zbioru norm polskich stając się normą polską – PN-EN. Na takiej zasadzie Eurokody są zarówno normami polskimi, jak i europejskimi. Takie postępowanie jest opisane w art. 5 ust. 2 ustawy o normalizacji [2] następująco: „Polska Norma jest wprowadzeniem normy europejskiej lub międzynarodowej. Wprowadzenie to może nastąpić w języku oryginału”.

Każdy Eurokod ma trzy oficjalne wersje językowe – angielską, francuską i niemiecką. Norma może być wprowadzona jako tłumaczenie w języku polskim lub w języku angielskim, jeżeli jej tłumaczeniem nie jest zainteresowany właściwy Komitet Techniczny. Każdej normie europejskiej, w tym Eurokodom, PKN powinien nadać status normy krajowej w ciągu pół roku, bez wprowadzania jakichkolwiek zmian.

2.3 Wprowadzenie Eurokodów do stosowania w Polsce

Eurokody to normy projektowania konstrukcji budynków i budowli. Budowlami, zgodnie z zapisami ustawy Prawo budowlane [1], są m.in. mosty, wiadukty i estakady. Pierwszy Eurokod w języku polskim został opublikowany w październiku 2004 r. Był to Eurokod dotyczący podstaw projektowania konstrukcji [8]. Zbiór liczący 10 Eurokodów ma około 5 000 stron [12], składa się z 58 części, z czego 48 przetłumaczono na język polski.

Już w pierwszym Eurokodzie była podana informacja, że normy krajowe sprzeczne z tą normą powinny być wycofane najpóźniej do marca 2010 r. Informacja o konieczności wycofania norm krajowych sprzecznych z Eurokodami była powtarzana w każdym kolejno wydawanym Eurokodzie. Najpóźniejszym terminem, podawanym w tych normach był właśnie marzec 2010 r.

Z dniem 31 marca 2010 r. PKN, jako członek europejskich organizacji normalizacyjnych, wycofał 39 polskich norm stosowanych od wielu lat do projektowania konstrukcji budynków i budowli, i zastąpił je Eurokodami. Od tego dnia w 31 krajach członkowskich CEN - w tym w Polsce - obowiązują takie same normy.

Są kraje członkowskie CEN, m.in. Irlandia, w których od marca 2010 r. projekty mostowe są wykonywane już przy zastosowaniu Eurokodów. W Polsce zarówno w 2010 r. było to niemożliwe, jak i obecnie - w 2011 r. - takiej możliwości nie ma.

3 OBLIGATORYJNOŚĆ STOSOWANIA EUROKODÓW W POLSCE WEDŁUG ZAPISÓW USTAWOWYCH

Według zapisów ustawowych stosowanie w Polsce Eurokodów nie jest obligatoryjne. Zgodnie z art. 5 ust. 1, art. 12 ust. 6, art. 20 ust. 1 pkt 1 i ust. 4, art. 25 pkt 1 i art. 81 ust. 1 pkt 1 lit. c 27 ustawy Prawo budowlane [1] obiekt budowlany należy projektować „zgodnie z zasadami wiedzy technicznej”. Również według art. 5 ust. 1 pkt 4 ustawy o wyrobach budowlanych [4] obiekt budowlany należy projektować w sposób określony w „przepisach techniczno-budowlanych, oraz zgodnie z zasadami wiedzy technicznej”.

Zgodnie z art. 2 pkt 8 ustawy Prawo zamówień publicznych [3] projektowanie powinno być wykonywane „za pomocą dozwolonych środków, zgodnie z wymaganiami określonymi przez zamawiającego”, a według art. 44 ust. 4 ustawy o finansach publicznych [5] roboty budowlane powinny być wykonywane „na zasadach określonych w przepisach o zamówieniach publicznych”.

W żadnej ustawie nie ma zapisu o konieczności stosowania aktualnej wiedzy technicznej, tak więc zapisy ustawowe nie wymuszają konieczności stosowania Eurokodów.

Jest jeszcze jeden dylemat prawny w polskim ustawodawstwie normalizacyjnym, który wymaga wyjaśnienia. Mianowicie, w ustawie o normalizacji [2], art. 5 ust. 3 stanowi, że „stosowanie Polskich Norm jest dobrowolne”, a ust. 4 tego artykułu, że „Polskie Normy mogą być powoływane w przepisach prawnych po ich opublikowaniu w języku polskim”. Z uwagi na to, że przepisy prawne są obligatoryjne, ich integralna część – normy – też powinna być obligatoryjna.

Powstaje pytanie, czy w myśl dobrowolnego stosowania norm powołanie ich w przepisach prawnych, które z mocy prawa są obligatoryjne, czyni normy dokumentami obligatoryjnymi?

Wydaje się, że intencją ustawodawcy przy wprowadzaniu dobrowolności stosowania norm było przyznanie zamawiającemu możliwości wyboru dowolnej normy, a z niej, dowolnego wymagania. Zamawiający zarówno może dokonać takiego wyboru, jak i z niego zrezygnować.

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych dotyczących budynków [7], budynki mogą być projektowane na podstawie Eurokodów oraz norm wycofanych - dotychczas stosowanych norm krajowych. A zatem podstawą wykonania projektu budowlanego budynku mogą być zarówno Eurokody, jak i normy wycofane PN-B. W tym wypadku zamawiający nie dokonał wyboru. Dodatkowo w rozporządzeniu powołano normy niedatowane, co wskazuje, że zamawiający dał do zrozumienia, że akceptuje każdą zmianę normalizatorów europejskich w powołanych przez siebie normach.

Natomiast, jeżeli zamawiający dokona jednoznacznego wyboru i określi wymagania w przepisach prawnych, na przykład w przepisach techniczno budowlanych, o których mowa w ustawie [4], wymaganie zawarte w dobrowolnej normie staje się obligatoryjne.

4 UWARUNKOWANIA PRZY WPROWADZANIU EUROKODÓW W BUDOWNICTWIE MOSTOWYM W POLSCE

4.1 Niewłaściwa interpretacja statusu normy wycofanej

W Polsce wycofanie normy jest nagminnie traktowane jako jej unieważnienie. Gdy tymczasem wycofanie normy sprzecznej z Eurokodem nie oznacza ani jej unieważnienia, ani zakazu stosowania. Takie podejście wynika z przyzwyczajęń wyniesionych z dawnych czasów. Przed przyjęciem europejskiego systemu normalizacyjnego, w Polsce normy były dokumentami obowiązującymi.

Były powoływane w rozporządzeniu ministra właściwego do spraw transportu (jak na przykład w [6]). Miały moc prawną i jako takie były unieważniane z mocy prawa, również odpowiednimi rozporządzeniami tegoż ministra. W owym czasie wycofanie normy

z rozporządzenia skutkowało zakazem jej stosowania. Norma była wycofywana ze zbioru norm możliwych do stosowania.

W obecnym systemie normalizacyjnym obowiązuje ustawowa zasada dobrowolnego stosowania wszystkich norm, która dopuszcza możliwość stosowania norm kiedykolwiek wydanych w Polsce pod warunkiem, że znajdują się w zbiorze Polskich Norm (w tym również w zbiorze norm wycofanych). Z zasady normy wycofane nie zawierają błędów, a wycofanie jest spowodowane aktualnym stanem wiedzy technicznej.

4.2 Formuła dotychczasowych Norm Polskich odbiegająca od Eurokodów

W dawnym systemie normalizacyjnym normy stanowiły spójny - bo dosyć wąski - zbiór wymagań, które należało spełnić, aby wykonać coś zgodnie z normą. W obecnym systemie normalizacyjnym Eurokody stanowią bardzo obszerny zbiór zaleceń, w których zawarto – w miarę aktualny - stan wiedzy technicznej (jeżeli normy są dobrowolne, to wszystkie zawarte w nich wymagania, w polskim rozumieniu tego słowa, stają się zaleceniami). Zbiór Eurokodów nie stanowi zbioru spójnego, natomiast z pewnością stanowi dorobek nauki i techniki europejskiej.

Eurokody są dokumentami skomplikowanymi ze względu na niejednoznaczne zapisy w nich zawarte, które mogą być źródłem nieporozumień i błędów. Eurokody, według polskiej nomenklatury, są w większym stopniu rodzajem podręczników lub poradników, niż norm w dotychczasowym rozumieniu tego słowa. Dodatkowo mają objętość porównywalną z encyklopedią powszechną. Ich wprowadzenie zwiększy zdecydowanie pracochłonność na wszystkich etapach projektowania. Będą również znaczne koszty ich wprowadzenia. Zapisy zawarte w Eurokodach w wielu wypadkach odbiegają zdecydowanie od „klasycznych” sformułowań normatywnych, do których projektanci są przyzwyczajeni.

Na pocieszenie należy zauważyć, że problemy – natury podstawowej - z wprowadzeniem Eurokodów do normalizacji krajowej występują również w innych krajach, np. we Francji [16], w Niemczech [22] i Wielkiej Brytanii [17].

4.3 Rola Komitetów Technicznych

Organami roboczymi Polskiego Komitetu Normalizacyjnego są Komitety Techniczne. Komitety te odpowiadają za tłumaczenie norm i opracowanie do nich złączników krajowych. W Komitetach Technicznych są opracowywane propozycje zmian i poprawek do norm. Udział w pracach Komitetów jest dobrowolny.

Osiem komitetów technicznych PKN ma za zadanie wprowadzenie Eurokodów do zbioru polskich norm w budownictwie.

Są to następujące Komitety:

- KT nr 102 ds. podstaw projektowania konstrukcji budowlanych;
- KT nr 128 ds. projektowania i wykonawstwa konstrukcji metalowych;
- KT nr 180 ds. bezpieczeństwa pożarowego obiektów;
- KT nr 213 ds. projektowania i wykonawstwa konstrukcji z betonu i konstrukcji zespolonych;
- KT nr 215 ds. projektowania i wykonawstwa konstrukcji z drewna i materiałów drewnopochodnych;
- KT nr 251 ds. obiektów mostowych;
- KT nr 252 ds. projektowania konstrukcji murowych;
- KT nr 254 ds. geotechniki.

Komitet Techniczny 251 ds. obiektów mostowych został powołany pod koniec 2009 r. Członkami tego komitetu są podmioty prawne - jednostki administracji państwowej, jednostki naukowe oraz biura projektowe. Zgodnie z zapisami zawartymi w Eurokodzie 1 dotyczącym obciążenia ruchomego mostów [9] „norma została przygotowana przez KT nr 251 ds. Obiektów Mostowych i zatwierdzona przez Prezesa PKN dnia 10 maja 2007 r.”.

W rzeczywistości norma była opiniowana przez Komisję Normalizacyjną nr 251 ds. obiektów mostowych, której następcą prawnym jest Komitet Techniczny nr 251. Obie organizacje mają inny skład i innych członków – członkami Komisji były osoby fizyczne a Komitetu – podmioty prawne, reprezentowane przez wydelegowane osoby.

4.3.1 Nieprecyzyjne zapisy w Eurokodach na przykładzie Eurokodu 1

Opracowanie polskiej wersji Eurokodu 1 [9] było z pewnością olbrzymim wyzwaniem merytorycznym. Ale niektóre zapisy tego Eurokodu powinny być zmienione.

Tytuł normy brzmi: „Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów”. Z całą pewnością Eurokod dotyczy obciążenia nie tylko mostów, ale również wiaduktów, estakad i kładek dla pieszych. Wszystkie te budowle w obszarze drogownictwa są zwane obiektami mostowymi, a w obszarze kolejnictwa - obiektami inżynierskimi. Tytuł Eurokodu należy uzgodnić z drogowcami i kolejarzami, ale z całą pewnością nie powinien on pozostać w obecnej formie.

W Eurokodzie są rozróżniane dwie formy wymagań – zasady i reguły stosowania (pisanie tych wyrażen rozpoczynając dużą literą w środku zdania jest niepoprawne). Zasady nie zawierają alternatywnych rozwiązań, należy stąd wnosić, że powinny być stosowane bez możliwości zmian. Do zasad zaliczono definicje.

Podane niżej definicje zawarte Eurokodzie wymagają zmiany:

- balustrada dla pieszych jest urządzeniem bezpieczeństwa ruchu „jeźdźców, rowerzystów lub bydła”,
- bariera ochronna są to „zabezpieczenia instalowane wzdłuż krawędzi lub na środkowym pasie dzielącym drogi”,
- ekran akustyczny jest to „osłona do redukcji przekazywania hałasu”,
- ruchomy pomost kontrolny jest to „część pojazdu, różna od mostu, używana do przeglądu”,
- kładka dla pieszych jest to most na którym m.in. nie ma „ruchu kolejowego”,
- jezdnia jest to „część powierzchni drogi podparta konstrukcją”, a
- pas postojowy jest to pas „przewidziany do użytku przez pojazdy mające trudności”.

Nie wglębiamy się w istotę rzeczy, można byłoby zauważyć, że

- balustrada jest urządzeniem bezpieczeństwa ruchu pieszych, a nie „jeźdźców, rowerzystów lub bydła”,
- bariera ochronna jest urządzeniem bezpieczeństwa ruchu pojazdów,
- ekran przeciwhałasowy jest to osłona ograniczająca rozprzestrzenianie się hałasu komunikacyjnego,
- kładka dla pieszych nie jest mostem, ale brak ruchu kolejowego nie jest wyznacznikiem rodzaju obiektu mostowego i nie jest to cecha charakteryzująca kładkę dla pieszych,
- jezdnia na obiekcie mostowym jest to część drogi usytuowana na pomoście.

Wydaje się, że autorzy Eurokodu mają świadomość nieuchronności zmian, gdyż definicja zasad (tych, które są niezmiennie) jest jeszcze bardziej kuriozalna niż definicje wyżej wymienione: otóż zasady zawierają wymagania, dla których „nie dopuszcza się alternatywy, chyba że postanowiono inaczej”.

4.3.2 Brak załączników krajowych do Eurokodów dotyczących obiektów mostowych

W Eurokodach, w ściśle określonych miejscach, dopuszczono możliwość zastosowania parametrów określonych na poziomie krajowym NDP (Nationally Determined Parameters). Daje to państwom członkowskim CEN możliwość kształtowania poziomów bezpieczeństwa i trwałości, w kontekście kosztu realizacji obiektów budowlanych. Z tego względu na te dwa elementy – bezpieczeństwo i koszt wykonania konstrukcji, załączniki krajowe powinny być opracowywane w porozumieniu z odpowiednią drogową administracją rządową lub samorządową.

Żaden z Eurokodów dotyczących obiektów mostowych do tej pory nie ma załącznika krajowego (załączniki oznaczane są akronimem NA – National Annexes). Z uwagi na to, że Eurokody można stosować do projektowania obiektów mostowych jeżeli zestaw norm umożliwiający projektowanie jest kompletny, twierdzę, że aktualnie jest on niekompletny. Nie ma bardzo istotnego, bo związanego z obciążeniami, załącznika krajowego do Eurokodu 1. Bez tego załącznika Eurokody z pewnością nie powinny być stosowane do projektowania obiektów mostowych. Ponadto w informacjach związanych z oznakowaniem CE wyrobów budowlanych, odwołujących się do Eurokodów, jest potrzeba wskazania, które parametry określone na poziomie krajowym zostały uwzględnione [9].

4.4 Rozporządzenie dotyczące obiektów mostowych nie powołujące Eurokodów

W rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych dotyczących drogowych obiektów inżynierskich [6] można znaleźć powołanie tylko na normę wycofaną [10]. Zgodnie z § 150 ust. 1 rozporządzenia „Obiekt inżynierski powinien być zaprojektowany w szczególności na obciążenie ruchome, w tym na jedną z klas obciążeń taborem samochodowym określonych w Polskiej Normie, oraz na obciążenie pojazdem specjalnym według umowy standaryzacyjnej NATO (Stanag 2021)”. Zgodnie z ust. 5 tego paragrafu, „klasę obciążenia taborem samochodowym ustala zarządzający drogą, zgodnie z wykazem aktualnych klas obciążeń, określonych w załączniku nr 2 do rozporządzenia”. W załączniku podano, że powinna być przyjmowana „klasa obciążenia taborem samochodowym według PN-85/S-10030”. Zapis bez wątpliwości mówi o konieczności stosowania normy wycofanej [10]. Aby umożliwić stosowanie normy aktualnej [9] jest konieczna nowelizacja rozporządzenia w odniesieniu do normy obciążeń obiektów mostowych. Ale nowelizacja wydanego w 2000 r. rozporządzenia jest konieczna również z innych względów. Po prostu część podanych w nim wymagań mocno się zdezaktualizowała. Natomiast niektóre zapisy powinny być wycofane, używając nomenklatury normalizacyjnej, bez zastąpienia.

Oto 5 przykładowych zapisów rozporządzenia, które powinny być z niego usunięte:

- 1) Zgodnie z § 150 ust. 2 „mosty o rozpiętościach przęsł większych lub równych 50 m powinny być zaprojektowane na obciążenie o jedną klasę wyższe niż przewidziano dla obiektów na danej drodze”. Od wielu lat na drogach publicznych są projektowane obiekty z zasady na klasę A – a to najwyższa klasa obciążenia i nie ma możliwości projektowania obiektu na klasę jeszcze wyższą.
- 2) Zgodnie z § 164 ust. 1 do wykonywania betonów mostowych przewidziano stosowanie wyłącznie cementu portlandzkiego CEM I niskoalkalicznego. Z powodzeniem można byłoby stosować inne cementy produkowane w kraju, na przykład cementy hutnicze o niskim cieple hydratacji w konstrukcjach masywnych. Zapis rozporządzenia zdecydowanie nie odpowiada aktualnemu stanowi wiedzy i determinuje wzrost kosztów wykonania robót budowlanych, m.in. związanych z pielęgnacją i chłodzeniem betonu.
- 3) Zgodnie z § 153 ust. 3 pomostem masywnym jest tylko pomost wykonany z płyt betonowych. Wydaje się, że od wielu dziesiątków lat pomosty masywne były i będą nadal wykonane przede wszystkim jako monolityczne na budowie.

- 4) Zgodnie z § 12 obiekty mostowe z ustrojem niosącym z dźwigarów prefabrykowanych powinny krzyżować się pod kątem prostym, z dopuszczalnym odstępstwem w przęsłach belkowych wynoszącym 45o. Wymaganie z tak pojemnym odstępstwem przestaje pełnić jakąkolwiek rolę pomocną w kształtowaniu dobrych zasad budowlanych.
- 5) Zgodnie z § 64 ust. 1 w tunelach „powinno być zastosowane sztuczne oświetlenie od zmierzchu do świtu oraz w porze dziennej”. To wymaganie zostawię bez komentarza.

Ponadto w obowiązującej wersji umowy standaryzacyjnej STANAG 2021, pojazd specjalny ma inny, niż zawarty w rozporządzeniu, układ kół osi. Różnice te powstały w wyniku nowelizacji umowy standaryzacyjnej NATO, dokonanej przy udziale autora artykułu (m.in. na podstawie opracowania [20]).

5 WSPÓŁCZYNNIKI DOSTOSOWAWCZE W MODELU OBCIĄŻENIA NR 1 DROGOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH WEDŁUG EUROKODU 1

5.1 Model obciążenia nr 1 według Eurokodu 1 [9]

W Eurokodzie [9] podano, że wartości współczynników dostosowawczych (nazwa współczynników zgodna z normą) α_{Qi} i α_{qi} , zwiększających lub zmniejszających obciążenie charakterystyczne: α_{Qi} - w odniesieniu do sił skupionych i α_{qi} - w odniesieniu do obciążenia równomiernie rozłożonego, należy podać w załączniku krajowym do normy. Do tej pory w Polsce nie wydano załącznika krajowego do Eurokodu, tym samym nie podano wartości współczynników dostosowawczych. Dotychczasowe prace na temat porównania obowiązującej normy obciążeń [10] z normą europejską [9], m.in. [18], [19], nie doprowadziły nawet do uzgodnienia wartości współczynników dostosowawczych.

Według zapisów Eurokodu 1, w odniesieniu do obiektów mostowych usytuowanych w ciągach głównych dróg krajów europejskich „za najbardziej niekorzystne obciążenie ruchome spotykane lub przewidziane w praktyce, uważane są Modele Obciążeń 1 i 2 (...) wraz z uwzględnianymi współczynnikami dostosowawczymi α i β równymi 1,0 (...). Na pozostałych drogach tych krajów oraz kilku innych krajów, ruch może być znacznie lżejszy lub lepiej kontrolowany”.

Model obciążenia nr 1 składa się z obciążenia jezdni siłami skupionymi oraz obciążenia równomiernie rozłożonego. Obciążeniem charakterystycznym siłami skupionymi są:

- dwie osie na pierwszym pasie ruchu - każda oś o nacisku $Q_{1k} = 300$ kN,
- dwie osie na drugim pasie ruchu - każda oś o nacisku $Q_{2k} = 200$ kN,
- dwie osie na trzecim pasie ruchu - każda oś o nacisku $Q_{3k} = 100$ kN.

Obciążenie charakterystyczne równomiernie rozłożone na jezdni stanowi:

- obciążenie pierwszego pasa ruchu o wartości $q_{1k} = 9$ kN/m²,
- obciążenie pozostałych pasów ruchu o wartości $q_{2k} = 2,5$ kN/m².

W normie przyjęto, że wyżej wymienione wartości obciążenia już zawierają współczynnik dynamiczny.

W normie podano również inne modele obciążenia:

- model nr 2 - stanowi obciążenie pojedynczą osią o nacisku 400 kN,
- model nr 3 - składa się z obciążenia pojazdem specjalnym, nienormatywnym z uwagi na masę całkowitą.

Do dalszej analizy przyjęto model obciążenia nr 1, gdyż model obciążenia nr 2 dotyczy wymiarowania elementów pomostu, a stosowanie modelu 3 jest fakultatywne.

5.2 Wartości współczynników dostosowawczych według różnych dokumentów

Według pkt 4.3.2. Eurokodu [9], przyjęcie wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} i α_{qi} równej 1,00 odpowiada obciążeniu międzynarodowym ruchem drogowym, w którym jest znaczący udział ciężkich pojazdów. Zalecana minimalna wartość współczynnika α_{Qi} wynosi 0,80, przy wartości współczynnika α_{qi} co najmniej równej 1,00.

W załącznikach krajowych do Eurokodu w krajach UE przyjęto współczynniki dostosowawcze α_{Qi} i α_{qi} o różnych wartościach. W wielu krajach UE przyjęto oba współczynniki o wartości równej 1,00. Ale na przykład w Niemczech przyjęto współczynnik α_{Qi} równy 0,80 i obciążono dwiema osiami tylko pierwszy i drugi pas ruchu. Trzeci pas osiami nie został obciążony. W odniesieniu do obciążenia równomiernie rozłożonego przyjęto współczynnik α_{qi} równy 1,00 (przyjęcie przez Niemcy wartości współczynników dostosowawczych na tak niskim poziomie budzi zdziwienie, w porównaniu z wartościami przyjętymi przez kraje technicznie mniej rozwinięte, jak np. Rumunia, czy o stosunkowo niewielkim ruchu drogowym jak Cypr – w obu tych krajach przyjęto oba współczynniki dostosowawcze o wartości równej 1,00).

W Danii dla I klasy obciążenia przyjęto współczynnik α_{Qi} równy 1,00 oraz w odniesieniu do pierwszego pasa ruchu współczynnik α_{qi} równy 0,67, a dla II klasy - współczynnik α_{Qi} równy 0,80 oraz w odniesieniu do pierwszego pasa ruchu współczynnik α_{qi} równy 0,33. Na pozostałych pasach ruchu przyjęto współczynnik α_{qi} równy 1,00.

Według [18] wartość obu współczynników dostosowawczych powinna wynosić: dla obiektów eksploatowanych - 0,8, a dla nowobudowanych - 1,0. Z uwagi na to, że zalecane w Eurokodzie wartości powinny być zdaniem autora poddane weryfikacji, obciążenia według Eurokodu zostaną porównane z obciążeniami według obowiązującej normy polskiej.

5.3 Model obciążenia według normy polskiej [10]

Według postanowień normy PN-85/S-10030 [10], obiekty mostowe usytuowane w ciągach dróg publicznych w Polsce należy projektować na jedną z pięciu klas obciążenia, oznaczanych od A do E. Wartość obciążenia normowego zależy od jego klasy. W praktyce inżynierskiej już od końca lat 80. ubiegłego wieku obiekty mostowe projektowano na obciążenie klasy nie niższej niż klasa C. Zgodnie z zapisami rozporządzenia [6], obiekty mostowe usytuowane w ciągu dróg krajowych, stanowiących część europejskiej infrastruktury drogowej lub dróg o znaczeniu obronnym powinny być zaprojektowane: na klasę obciążenia A - przy budowie i na klasę obciążenia B - przy przebudowie.

Do dalszej analizy przyjęto obciążenie klasy A według normy polskiej, w którym obciążenie charakterystyczne stanowi:

- obciążenie siłami skupionymi $K = 4 \times 200 = 800$ kN, ze współczynnikiem dynamicznym;
- obciążenie równomiernie rozłożone na jezdni $q = 4$ kN/m².

5.4 Sposób wyznaczenia współczynników dostosowawczych

W celu wyznaczenia współczynników dostosowawczych porównano obciążenia według dotychczas stosowanej normy PN-85/S-10030 [10] z obciążeniami według PN-EN 1991-2 [9], które będą stosowane w przyszłości do projektowania obiektów mostowych. Na potrzeby niniejszego punktu artykułu, norma PN-85/S-10030 zwana jest normą polską lub PN, a norma PN-EN 1991-2 - normą europejską lub PN-EN.

Przyjęto założenie, że obciążenie projektowe według normy europejskiej powinno być w określonej relacji do obciążenia projektowego według obecnie stosowanej normy polskiej. Z uwagi na wzrost udziału samochodów ciężarowych w ruchu drogowym, zarówno

technicznie, jak i ekonomicznie poprawnym rozwiązaniem jest przyjęcie obciążenia według normy europejskiej co najmniej równemu obciążeniu według normy polskiej.

Tak więc współczynniki dostosowawcze zostaną określone przy założeniu, że wartość sił wewnętrznych w elementach konstrukcji niosącej obiektu, wywołanych ruchomym obciążeniem według normy PN-EN jest co najmniej równa wartości sił przy ruchomym obciążeniu projektowym według obowiązującej normy PN. Warunek ten, w odniesieniu do głównego elementu konstrukcji niosącej obiektu (zasadę określania głównego elementu konstrukcji podano w [21]), można zapisać w postaci nierówności:

$$F_Q \cdot \alpha_{Qi} + F_q \cdot \alpha_{qi} \geq F_K \cdot \varphi + F_q$$

w którym przyjęto następujące oznaczenia:

- F_Q – siła wewnętrzna wywołana siłami skupionymi Q_{ik} , według normy PN-EN;
- α_{Qi} – współczynnik dostosowawczy, według normy PN-EN, dotyczący sił skupionych;
- F_q – siła wewnętrzna wywołana obciążaniem q równomiernie rozłożonym na jezdni, według normy PN-EN;
- α_{qi} – współczynnik dostosowawczy według normy PN-EN, dotyczący obciążania równomiernie rozłożonego na jezdni;
- F_K – siła wewnętrzna wywołana siłami skupionymi K , według normy PN; jest to obciążenie, które należy pomnożyć przez współczynnik dynamiczny;
- φ – współczynnik dynamiczny według normy PN;
- F_q – siła wewnętrzna wywołana obciążeniem q równomiernie rozłożonym na jezdni, według normy PN.

Do analizy przyjęto obiekty mostowe o wielodźwigarowym przekroju poprzecznym przęsła i rozpiętości od 6,00 m do 90,00 m oraz o płytowym przekroju poprzecznym i rozpiętości od 6,00 m do 15,00 m. Ponadto analizie poddano obiekty z jezdnią o szerokości równej: 6,00 m (2 pasy ruchu według normy PN-EN), 9,00 m (3 pasy ruchu) i 12,00 m (4 pasy ruchu).

Z uwagi na to, że obiekty mostowe w ciągach dróg publicznych są najczęściej dwupasowe, w tym artykule podano wyniki dotyczące obiektów z jezdnią o dwóch pasach ruchu. Wyniki w zdecydowanie większym zakresie podano w [21].

5.5 Wartości współczynników dostosowawczych według autora

- 1) W odniesieniu do przęseł belkowych, jeżeli współczynniki dostosowawcze α_{Qi} i α_{qi} według normy europejskiej są równe 1,00, to stosunek obciążenia charakterystycznego klasy A według normy polskiej do obciążenia charakterystycznego modelu nr 1 według normy europejskiej jest większy od 1,00 dla obiektów o rozpiętości do 18 m. Dla obiektów o rozpiętości równej 12 m ma wartość 1,10, a obiektów o rozpiętości równej 24 m wynosi 1,00. Im obiekty mają większą rozpiętość, tym stosunek obciążeń PN do EN jest mniejszy.
- 2) W odniesieniu do przęseł belkowych, porównując wartości sił wewnętrznych wywołanych obciążeniem siłami skupionymi K według normy polskiej z siłami wywołanymi obciążeniem siłami skupionymi Q_{ik} według normy europejskiej można przyjąć, że wartość współczynnika dostosowawczego α_{Qi} zawiera się w granicach od 1,06 do 1,30.
- 3) W odniesieniu do przęseł belkowych, porównując wartości sił wewnętrznych wywołanych obciążeniem równomiernie rozłożonym na jezdni q według normy polskiej z siłami wywołanymi obciążeniem równomiernie rozłożonym na jezdni według normy europejskiej można przyjąć, że wartość współczynnika dostosowawczego α_{qi} wynosi 0,48.

- 4) W odniesieniu do przęseł płytowych o rozpiętości do 12 m można przyjąć, że:
- stosunek obciążenia charakterystycznego klasy A według normy polskiej do obciążenia charakterystycznego modelu nr 1 według normy europejskiej zawiera się w granicach od 0,84 do 0,91, przy współczynnikach dostosowawczych α_{Qi} i α_{qi} równych 1,00,
 - wartość współczynnika dostosowawczego α_{Qi} zawiera się w granicach od 0,89 do 0,98,
 - wartość współczynnika dostosowawczego α_{qi} zawiera się w granicach od 0,50 do 0,60.

Zgodnie z normą PN-EN Eurokod [8] stany graniczne nośności należy odnosić do obciążenia obliczeniowego. Jako miarodajny, przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności, należy uznać stan charakteryzujący się utratą równowagi statycznej konstrukcji lub jej części (według normy jest to stan EQU).

Obciążenie obliczeniowe stanowi iloczyn obciążenia charakterystycznego oraz współczynnika obciążenia. Według normy europejskiej [8] wartość tego współczynnika wynosi $\gamma_Q = 1,35$, a według obowiązującej normy polskiej - $\gamma_f = 1,50$; jest to wartość współczynnika odniesiona do podstawowego układu obciążenia.

Porównując wartości sił wewnętrznych w konstrukcji wywołanych całkowitym obciążeniem obliczeniowym modelu nr 1 według normy europejskiej z wartościami sił wywołanych obciążeniem obliczeniowym klasy A według normy polskiej (tym razem porównano normę europejską do normy polskiej) należy stwierdzić, że jeżeli przyjąć wartość współczynników dostosowawczych α_{Qi} i α_{qi} równą 1,00, to w odniesieniu do obiektów o rozpiętości przęsła do 30 m oraz jezdniach o dwóch pasach ruchu, obciążenie obliczeniowe według normy europejskiej wywołuje mniejsze siły wewnętrzne niż obciążenie obliczeniowe klasy A według normy polskiej (od 0,82 do 0,98).

Z uwagi na to, że obiektów mostowych o takich parametrach geometrycznych w ciągach dróg publicznych w Polsce jest najwięcej, należy przyjąć wartość współczynników dostosowawczych Q_i i q_i większą od 1,00.

Wyniki przeprowadzonej analizy wskazują, że w odniesieniu do obiektów o rozpiętości przęsła do 30 m oraz o dwóch pasach ruchu na jezdni, obciążenie obliczeniowe według normy europejskiej - po przyjęciu wartości współczynników dostosowawczych równej 1,00 - wywołuje mniejsze siły wewnętrzne niż obciążenie obliczeniowe klasy A według normy polskiej. Można przyjąć, że zalecana w normie europejskiej minimalna wartość współczynnika α_{Qi} równa 0,8 jest zbyt mała.

6 PROCEDURA IMPLEMENTACJI EUROKODÓW W BUDOWNICTWIE MOSTOWYM W POLSCE

Wykorzystanie w praktyce projektowej Eurokodów zależy od współpracy przedstawicieli nauki, administracji drogowej i projektantów. W procedurze szybkiej implementacji Eurokodów należałoby wykonać następujące zadania:

- 1) Komitet Techniczny ds. obiektów mostowych, zrzeszający jednostki naukowe, administracyjne i projektowe, powinien opracować Załączniki Krajowe do Eurokodów dotyczących obiektów mostowych.
- 2) Minister Infrastruktury powinien znowelizować rozporządzenie dotyczące obiektów mostowych, zdecydowanie ograniczając zawarte w nich wymagania do niezbędnego minimum. W znowelizowanym rozporządzeniu powinny być powołane Eurokody, ale jako normy datowane. Normy te lub wymagania zawarte w tych normach powinny być do obligatoryjnego stosowania do projektowania obiektów mostowych usytuowanych w ciągach dróg publicznych w Polsce.
- 3) W Polsce zostały wydane, są i będą wydawane różne opracowania dotyczące Eurokodów. Na przykład, w tym roku zostały wydane opracowania [11], [13] i [15]. Na podstawie różnych opracowań na temat Eurokodów powinna powstać zalecana w kraju procedura

projektowa, w odniesieniu do typowych konstrukcji mostowych żelbetowych, stalowych i zespolonych oraz ich fundamentowania. Powinny powstać publikacje zawierające przykłady wzorcowych obliczeń typowych konstrukcji. Powinny również, na wzór wydawnictw w Wielkiej Brytanii, powstać kompendia „How to” [14], łączące wymagania zawarte w różnych Eurokodach.

- 4) Generalny Dyrektor Dróg Krajowych i Autostrad powinien do projektowania obiektów mostowych usytuowanych w ciągach dróg krajowych wprowadzić jednolitą procedurę projektową, w odniesieniu do typowych konstrukcji mostowych wykonywanych z danego materiału konstrukcyjnego i ich fundamentowania (na przykład, w odniesieniu do Eurokodu 7 każdy kraj powinien spośród 3 sposobów obliczeniowych wybrać ten, który w największym stopniu odpowiada tradycji projektowania, a następnie określić wartości współczynników częściowych zgodnie z krajowymi wymaganiami bezpieczeństwa [23] - w procedurze projektowej powinien być dokonany wybór dotyczący zalecanego sposobu obliczania).
- 5) Pozostali zarządcy dróg publicznych powinni zostać poinformowani o możliwości skorzystania z jednolitej procedury projektowej dotyczącej typowych konstrukcji mostowych, wprowadzonej na drogach krajowych.
- 6) Projektanci powinni dokształcać się w poprawnym rozumieniu nowych zasad projektowania na studiach i kursach podyplomowych organizowanych przez jednostki naukowe i szkoleniach organizowanych przez samorząd zawodowy - Izbę Inżynierów Budownictwa.

7 WNIOSKI

- 1) Stosowanie norm projektowania konstrukcji budowlanych, wycofanych przez Prezesa PKN ze zbioru Polskich Norm aktualnych, nie stanowi naruszenia przepisów prawa. Normy wycofane znajdują się nadal w zbiorze Polskich Norm. Zastosowanie norm wycofanych nie stanowi przeszkody w zatwierdzeniu projektu architektoniczno-budowlanego i nie jest okolicznością obciążającą przy rozstrzygnięciu o winie projektanta.
- 2) Eurokody stanowią istotny element konsolidacji budowlanego rynku europejskiego. Są normami zawierającymi najbardziej zaawansowane zasady projektowania konstrukcji w europejskim świecie. Normy te bazują na potencjale naukowym i technicznym państw UE w dziedzinie budownictwa, a zawarte w nich zalecenia są oparte na badaniach i doświadczeniu w projektowaniu konstrukcji w Europie.
- 3) Szybka implementacja Eurokodów w Polsce w budownictwie, w tym budownictwie mostowym, zależy od poprawnych relacji i współpracy między pracownikami jednostek naukowych, administracji drogowej i biur projektowych. Każde środowisko techniczne ma do wykonania określone, bardzo istotne w całym dziele implementacji zadania. Jeżeli je wykona, nie będzie potrzeby utyskiwania przez naukowców na niekompetencję urzędników, urzędników – na nieprzydatność opracowań naukowych, a projektantów na zbyt niskie zarobki.
- 4) Przy projektowaniu drogowych obiektów mostowych w Polsce według Eurokodu 1 można byłoby przyjmować współczynniki dostosowawcze o wartościach zależnych od kategorii drogi:
 - $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = 1,10$ - w odniesieniu do obiektów usytuowanych w ciągu dróg krajowych, stanowiących część europejskiej infrastruktury drogowej oraz dróg o znaczeniu obronnym,
 - $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = 1,00$ - w odniesieniu do obiektów usytuowanych w ciągu pozostałych dróg krajowych,
 - $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = 0,90$ - w odniesieniu do obiektów usytuowanych w ciągu pozostałych kategorii dróg: wojewódzkich, powiatowych i gminnych.

PIŚMIENNICTWO:

- [1] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (dz. U. z 1994 r. Nr 89, poz. 414 z późn. zm.)
- [2] Ustawa z dnia 12 września 2002 r. o normalizacji (Dz. U. z 2002 r. Nr 169, poz. 1386 z późn. zm.)
- [3] Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych (Dz. U. z 2004 r. Nr 19, poz. 177)
- [4] Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o wyrobach budowlanych (Dz. U. z 2004 r. Nr 92, poz. 881 z późn. zm.)
- [5] Ustawa z dnia 27 sierpnia 2009 r. o finansach publicznych (Dz. U. z 2009 r. Nr 157, poz. 1240 i 1241 z późn. zm.)
- [6] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. z 2000 r. Nr 63, poz. 735 z późn. zm.)
- [7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 grudnia 2010 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. z 2010 r. Nr 239, poz. 1597)
- [8] Polska Norma PN-EN 1990: 2007 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji
- [9] Polska Norma PN-EN 1991-2: 2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów
- [10] Polska Norma PN-S-10030: 1985 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [11] Biegus A.: Zeszyt 1: Podstawy projektowania konstrukcji. Oddziaływania na konstrukcje. Projektowanie konstrukcji stalowych. Zeszyty edukacyjne Buildera, styczeń 2011
- [12] Ciołek W.: Kilka uwag o Eurokodach i stosowaniu norm wycofanych. Inżynier Budownictwa Nr 7/8 2010, str. 21-24
- [13] Klimek A.: Zeszyt 3: Projektowanie konstrukcji murowych. Zeszyty edukacyjne Buildera, styczeń 2011
- [14] Knyziak P., Klempka K.: Pierwsze międzynarodowe warsztaty na temat projektowania konstrukcji betonowych według Eurokodu 2. Inżynieria i Budownictwo 3/2011, s. 173 - 174
- [15] Łapko A.: Zeszyt 2: Projektowanie konstrukcji żelbetowych. Zeszyty edukacyjne Buildera, styczeń 2011
- [16] Moreau de Saint-Martin J. : La transposition des Eurocodes en France. Statuts, échéances. Routes 2003 nr 818, s. 58-60
- [17] Russell H.: Factor of change. Bridge 2009 nr 57, s. 40-41
- [18] Rybak M.: Porównanie skutków normowych obciążeń ruchomych mostów drogowych, wg PN-85/S-10030) i ENV 1991-3. rozdział 4 (model nr 1 Eurokodu). Prace IBDiM, nr 1-2 1998 r., s. 123-176.
- [19] Rymsza J.: Analiza porównawcza obciążenia obiektów mostowych według polskiej normy i prenormy europejskiej. X Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”. Poznań, 6-7 czerwca 2000 r., s. 226-231.
- [20] Rymsza J.: Technical and scientific analysis of military load classification of bridges, ferries, rafts and vehicles according to NATO standardization agreement STANAG 2021. Road and Bridge Research Institute. Studies and Research Works, No 58. Poland, Warsaw July 2007.
- [21] Rymsza J.: Identyfikacja nośności normowej drogowych obiektów mostowych na podstawie ich nośności projektowej. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Studia i materiały, zeszyt 61. Warszawa 2009
- [22] Standfuss F., Grossmann F.: Einführung der Eurocodes für Brücken in Deutschland. Bet.-u. Stahl. 2000 nr 1, s. 47-49

- [23] Vogt N., Schuppener B., Weissenbach A., Gajewska B., Kłosiński B.: Podejścia obliczeniowe stosowane w Niemczech w projektowaniu geotechnicznym według Eurokodu 7-1. Inżynieria i Budownictwo 2006 nr. 6, s. 326-330

PROCEDURE OF FAST IMPLEMENTATION OF EUROCODES IN BRIDGE STRUCTURES IN POLAND

Summary

Eurocodes are standards containing the most advanced in Europe principles of structure designing. Fast implementation of Eurocodes in building engineering, including bridge structures, depends on correct relations and collaboration between employees of scientific establishments, road administration units design studios. Each technical environment has to perform specific tasks of significant importance to the entire implementation job. If it completes it, there will be no need for scientists to complain about officials' incompetence, for officials to complain about the uselessness of scientific studies, and for designers to complain about winning orders.

Zbigniew SIKORA¹

Rafał OSSOWSKI²

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Katedra Geotechniki, Geologii i Budownictwa Morskiego

NAUKOWE PODSTAWY PROJEKTOWANIA GEOTECHNICZNEGO – MIĘDZY TEORIA I PRAKTYKĄ

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono problemy, przed jakimi stoi współczesny inżynier geotechnik, zaangażowany w proces projektowania bezpiecznych, a jednocześnie ekonomicznych posadowień. Zaakcentowano najważniejsze aspekty dyscypliny, którą literatura anglojęzyczna określa jako geomechanika obliczeniowa (*computational geomechanics*). Przedstawiono również współczesne metody badawcze, niezbędne przy efektywnym projektowaniu oraz zakres ich stosowania. Odniesiono się do projektowania w aspekcie ryzyka i zarządzania, głównie w aspekcie zagrożeń związanych z błędnymi obliczeniami numerycznymi. Ww. problemy zostały zilustrowane przykładami rzeczywistych zagadnień inżynierskich, z komentarzem odnośnie źródeł błędów obliczeniowych oraz wnioskami dla projektantów

Słowa kluczowe: Mechanika gruntów, geomechanika, metody numeryczne, projektowanie, prognozowanie inżynierskie

1 TEORIA I GEOMECHANIKA OBLICZENIOWA

W dobie szybkiego rozwoju techniki wymagania konstrukcyjne stają się coraz to bardziej wyrafinowane. Codzienna praktyka inżynierska wymaga stosowania metod komputerowych mechaniki, ponieważ parametry opisujące układy statyczne często wykraczają poza założenia metod klasycznych. Potrzebne są zatem opracowania teoretyczno-aplikacyjne, zweryfikowane pod względem ich formalnej poprawności i potwierdzone z eksperymentem. Na podstawie bardzo bogatej literatury odnośnie teoretycznego opisu stanów równowagowych w ośrodku gruntowym, można bez wątpliwości stwierdzić, że stan wiedzy i teorii w tym zakresie jest zdumiewająco bogaty i w większości przypadków kompletny, jeśli idzie o opis mechaniczny (równania różniczkowe opisujące zjawiska fizyko-mechaniczno-chemiczne w ramach teorii termodynamiki). Inaczej ma się problem z prawami opisującymi relacje między parametrami stanu statyki i kinematyki, tj. prawami fizycznymi,

¹ zbigniew.sikora@pg.gda.pl

² rafal.ossowski@pg.gda.pl

których postać i zasadność stosowania w opisie gruntu jest za każdym razem problemem decydującym o jakości rozwiązań, a przede wszystkim ich wiarygodności w zakresie aproksymacji rzeczywistych zachowań projektowanych rozwiązań konstrukcyjnych.

Nowoczesne teorie konstytutywne, w głównej mierze są źródłem nieliniowości, które cechuje problem początkowo-brzegowy opisujący stany równowagowe układu grunt-obiekt budowlany. Równoważne, nieliniowe układy równań równowagi wymagają zastosowania wyszukanych metod numerycznych, wszystko po to, aby projektować konstrukcje w warunkach możliwie najbardziej zbliżonych do warunków optymalnych.

Jedną z podstawowych gałęzi nauk stosowanych w dziedzinie inżynierii lądowej i wodnej jest geotechnika, w której m.in. dokonuje się oceny warunków posadawiania obiektów budowlanych. Zgodnie z projektem nowego rozporządzenia w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, do zadań geotechniki między innymi należy:

- określenie nośności i stateczności podłoża gruntowego,
- ustalenie i weryfikacja wzajemnego oddziaływania obiektu budowlanego i podłoża gruntowego w różnych fazach budowy i eksploatacji,
- ocena stateczności skarp, wykopów i nasypów oraz ich zabezpieczenia,
- ocena oddziaływania wód gruntowych na budowlę,
- ocena przydatności gruntów stosowanych w budowlach ziemnych,
- wybór metody podtrzymywania lub stabilizacji skarp i zboczy,
- wykonywanie barier lub ekranów uszczelniających,
- zabezpieczanie obiektów budowlanych przed napływem wód gruntowych,
- ocena stopnia skażenia podłoża i doboru technologii uzdatniania gruntów.

Powyższe zadania mogą być przedmiotem analiz inżynierskich opartych na dobrze opracowanych rozwiązaniach teoretycznych, te jednak w zdecydowanej większości bez korzystania z efektywnych symulacji komputerowych, nie będą w stanie dostarczyć inżynierowi rozwiązań praktycznych, spełniających wymagań sztuki inżynierskiej względem wszystkich zjawisk mechanicznych związanych z detalami projektu technicznego. Fakt możliwości wykorzystania rozwiązań numerycznych stwarza wręcz nieograniczone możliwości oceny przydatności różnorodnych rozwiązań konstrukcyjnych.

Jednak nie dzieje się to wszystko bez odpowiednich kosztów. Podstawowym i niezbędnym elementem w możliwościach symulacji komputerowych, szczególnie w dziedzinie geoinżynierii, jest znajomość odpowiednich efektywnych parametrów charakteryzujących podłoże gruntowe. Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych obejmuje zatem specjalistyczne badania geotechniczne gruntu w zależności od kategorii geotechnicznej obiektu budowlanego, w tym szczególnie dotyczy to badań geotechnicznych wykonywanych w terenie (tzw. badania polowe) i w laboratorium. Niezbędne minimum badań obejmuje ustalenie rodzaju gruntu i jego fizycznych parametrów, chemicznych właściwości wód gruntowych w badaniach laboratoryjnych oraz efektywnych parametrów mechanicznych gruntu (m.in. kąt tarcia wewnętrznego, spójność, moduły edometryczne) w laboratorium lub w terenie za pomocą:

- sondowań statycznych i dynamicznych,
- badań presjometrycznych i dylatometrycznych,
- sondowań obrotowych, lub
- próbnych obciążeń gruntu.

Wśród wielu możliwych badań polowych jednym z najbardziej efektywnych jawi się badanie podłoża gruntowego poprzez sondowanie statyczne metodami CPT (ang. *Cone Penetration Test*) i/lub CPTU (dodatkowo, ang. *Undrained*).

Należy zatem postawić pytanie o zasady postępowania w ramach obliczeń

numerycznych realistycznych zagadnień brzegowych w obszarze geoinżynierii. Symulacje komputerowe rozwiązań konstrukcyjnych geoinżynierii mogą nie mieć znaczenia praktycznego, jeżeli nie będą miały związku z rzeczywistą oceną ośrodka gruntowego, a ta ocena może być w sposób wystarczająco dokładny zrealizowana za pomocą specjalistycznych metod sondowania statycznego.

Celem zatem postawionym tutaj jest przedstawienie problematyki obliczeniowej geoinżynierii wspartej głównie badaniami sondowania statycznego. W pewnej mierze tak postawiony problem wydaje się być kompletny, czego próbę dostatecznego opisu, mam nadzieję, znajdzie Czytelnik w dalszej części wykładu.

2 ZADANIA GEOMECHANIKI OBLICZENIOWEJ

Zanim będą przedstawione podstawowe zadania obliczeniowe oraz metody pomiarowe, za pomocą których daje się weryfikować procesy obliczeniowe, warto poświęcić kilka uwag na temat ogólnej zasady procesu badań za pomocą metod komputerowych. Poznanie metodologii postępowania podczas analizy konkretnych zadań z mechaniki ciał odkształcalnych, a szczególnie mechaniki gruntów, za pomocą metod obliczeniowych, pozwoli Czytelnikowi na lepsze uświadomienie sobie miejsca zajmowanego przez stosowane metody komputerowe w całokształcie tematyki podejmowanej przez współczesną geoinżynierię obliczeniową. Zwykle analiza komputerowa realistycznych zagadnień geoinżynierii dzieli się na następujące etapy:

1. fizyczne modelowanie układu rzeczywistego,
2. budowa dyskretnego analogu modelu fizycznego,
3. numeryczna implementacja modelu dyskretnego,
4. proces programowania komputerowego,
5. przygotowanie danych wejściowych do obliczeń,
6. wykonanie obliczeń,
7. weryfikacja poszczególnych modeli,
8. sprawdzenie wrażliwości systemu obliczeniowego, oraz
9. analiza błędów wynikających z zastosowanych metod komputerowych.

Efektywne przeprowadzenie całego procesu obliczeń komputerowych wymaga znajomości jego istotnych cech już na etapie modelowania fizycznego. Dostępność różnych programów komputerowych, szczególnie tak zwanych programów komputerowych komercyjnych, zachęca inżyniera do korzystania z nich w procesie projektowania w celu sprawdzenia jak zachowa się proponowane rozwiązanie konstrukcyjne w rzeczywistości. Sam proces przygotowania zadania do obliczeń może wydawać się na ogół nieskomplikowany, również wykonanie obliczeń może nie stanowić kłopotu, zwłaszcza w aplikacjach ukierunkowanych na wybraną grupę zagadnień. **Problemy zaczynają się dopiero wówczas, gdy sam proces obliczeniowy „nie wychodzi” tak jak by się tego chciało!** Również interpretacja wyników obliczeniowych nie jest zagadnieniem trywialnym. W aplikacjach komercyjnych stowarzyszonych z pre- i postprocesorami (*Pre- i postprocesorem nazywamy zwykle odpowiednio oddzielne programy ułatwiające przygotowanie danych wejściowych (pre-) do właściwego programu obliczeniowego oraz programy umożliwiające analizę wyników obliczeniowych (post-).*) zwykle przedstawia się zarówno samą geometrię problemu brzegowego jak również i wyniki w postaci atrakcyjnych obrazów, co niedoświadczonego w obliczeniach numerycznych inżyniera geotechnika (aczkolwiek nie wyklucza się, że również zdolnego i swobodnie operatywnego w różnych aplikacjach komputerowych) może przekonywać o prawdziwości dokonanych obliczeń. **Zwykle brak doświadczenia w obliczeniach numerycznych, sprowadza nawet poprawnie obliczone zadanie brzegowe niejednokrotnie do poziomu przypadku.** Niestety, na poziomie wiedzy teoretycznej,

dotyczącej mechaniki obliczeniowej, dzisiaj już wiadomo, że nie wszystkie obliczenia muszą być prawdziwe! Na przykład rozwiązania zagadnień źle postawionych zwykle pozbawione są sensu fizycznego [2,8,9,10,15], a co za tym idzie, rozwiązań takich nie można zastosować w rozwiązaniach konstrukcyjnych. Wiedza i rozważania na temat poprawności i/lub dokładności obliczeń numerycznych, a zagadnień brzegowych realistycznych problemów geoinżynierskich szczególnie, są rozległe. Tematyka ta wykracza jednak poza cel wyznaczony w tym wykładzie. Tu położono nacisk na prezentację podstawowego zadania równowagi statycznej ośrodka gruntowego, co daje możliwość ilustracji zastosowanych metod komputerowych w symulacji deformacji ośrodka gruntowego. Powróćmy jednak do wspomnianej wyżej struktury procesu symulacji deformacji ciał odkształcalnych, w tym szczególnie gruntów.

Ad 1. Fizyczne modelowanie układu rzeczywistego oznacza idealizację rozpatrywanego układu rzeczywistego pod kątem uwzględnienia tych cech ośrodka, które wydają się być najistotniejsze. Model fizyczny przedstawiony jest zwykle w postaci równania różniczkowego, np. uwzględniającego pochodne pierwszego lub drugiego rzędu odpowiednich funkcji parametrów stanu (przemieszczenia, odkształcenia, naprężenia i in.) względem zmiennej czasowej. Model fizyczny może przyjmować również postać równania różniczkowo-całkowego lub wreszcie równania różniczkowo-algebraicznego. Równania modelu fizycznego nazywają się równaniami konstytutywnymi i w obliczeniach układów równowagowych odgrywają decydującą rolę w definiowaniu nieliniowości tych układów równań. Sprawdzenie poprawności lub inaczej mówiąc jakości modeli fizycznych sprawdza się za pomocą tzw. uproszczonych zagadnień algebraiczno-różniczkowych, które w literaturze często nazywane są testami elementarnymi. Podstawowe testy elementarne do modeli opisujących mechaniczne zachowania gruntów przedstawiono np. w [12].

Ad 2. Etap drugi dotyczący budowy dyskretnego analogu modelu fizycznego związany jest z tak zwaną fazą dyskretyzacji. Pomimo tego, że obecnie można już bardzo efektywnie wykorzystywać komputer definiując symulację zagadnień deformacji w postaci równań z zakresu fizyki matematycznej posługując się algebrą, analizą funkcjonalną i wreszcie analizą numeryczną zapisaną w postaci programów komputerowych takich jak na przykład z zakresu nauk podstawowych: MATHEMATICA, DERIVE, MATLAB, MathCad, MAPLE i innych, z zakresu ogólnych nauk inżynierskich np. ABAQUS, ADINA, ANSYS/LS-DYNA, DYNA3D, LIRA, NASTRAN, itd., lub z zakresu zagadnień geotechnicznych, najpopularniejsze takie jak: ANSYS CivilFEM, COMSOL, GEO-SLOPE, PLAXIS, SAGE CRISP, Z_Soil, itd. (<http://www.ggsd.com/>), to jednak sprowadzenie „ciągłych” sformułowań do ich algebraicznych równoważnych analogów jest zdecydowanie wygodniejsze do realizacji obliczeń numerycznych. Dyskretyzacja oznacza zamianę „ciągłych” reprezentacji modelu fizycznego na jego równoważną postać w formie równań algebraicznych. Dla takiej postaci układów fizycznych można wykorzystywać liczne metody numeryczne w celu otrzymania przybliżonych rozwiązań zagadnień brzegowych. Proces dyskretyzacji polega zatem głównie na zastosowaniu metod numerycznych. Należy tu wspomnieć, że obecnie wciąż jedną z najważniejszych jest **metoda elementów skończonych (MES)**. Inne metody to na przykład metoda elementów brzegowych, różnic skończonych lub ostatnio znajdująca coraz większe zastosowanie metoda falek (ang. *wavelets*), to metody równie bardzo efektywne – jednak zastosowanie metody elementów skończonych dominuje w większości zastosowań inżynierii obliczeniowej.

Ad 3. Następnym etapem jest numeryczna implementacja modelu dyskretnego. Ten etap wiąże się z wyborem odpowiednich uzupełniających metod numerycznych, za pomocą których rozwiązuje się zagadnienie sformułowane w sposób dyskretny. Tu w szczególności istotne są metody numeryczne rozwiązywania dużych, nieliniowych układów równań algebraicznych, numeryczne metody analizy uogólnionych zagadnień własnych i inne.

- Ad 4.** Bardzo żmudny, praco- i czasochłonny etap stanowi proces programowania komputerowego. Poprawnie realizowany proces wymaga projektu zadania, które będzie przedmiotem programowania. Zwykle są to opisy graficzne. Wymóg stosowania projektu (np. w postaci schematu blokowego, operacyjnego, itd.) do programu komputerowego jest zasadniczy! Brak projektu programu komputerowego może być powodem licznych błędów, również formalnych. Program komputerowy zwykle wymaga jego opisu. Projekt graficzny programu komputerowego jest jednym z podstawowych elementów tego opisu. **Programowanie komputerowe jest sztuką** i właśnie w fazie projektowania programu komputerowego odzwierciedla się umiejętność programowania, czyli umiejętność tworzenia struktury danych i algorytmów. Język programowania jest koniecznym elementem wtórnym; powinno się go dobierać do projektu zadania. W przeszłości, ale również obecnie, jak i w najbliższej przyszłości podstawowym językiem programowania w mechanice obliczeniowej, zwłaszcza w zagadnieniach związanych z budownictwem, jest i pozostanie język Fortran w różnych jego wersjach począwszy od wersji F77, poprzez F90, F95 czy F2000. Istotnym problemem jest tu mnogość dostępnych bibliotek napisanych w języku Fortran. Od kilku lat zauważa się wzrost stosowalności tzw. języków wysokiego poziomu, do grupy których należą obiektowo-zorientowane języki programowania, np. C++. W grupie języków programowania Fortran wersją obiektową jest np. F90. W każdym przypadku program komputerowy wymaga sprawdzenia jego poprawności, zarówno w sensie formalnym, jak i aplikacyjnym. Jest to trudny problem i wymaga dużego doświadczenia zarówno, w analizie numerycznej, jak i w programowaniu. Ta faza analizy należy do grupy postępowania znanego pod nazwą **weryfikacja**.
- Ad 5.** Sprowadzając problem przygotowania danych wejściowych do obliczeń jedynie do tych programów, w których wykorzystuje się schematy dyskretyzacji zgodnie z ogólnie przyjętymi zasadami metody elementów skończonych, należy stwierdzić, że jest to zadanie, w którym liczność danych wejściowych jest szczególnie duża. Sporządzenie pliku danych wejściowych wymaga podania wielu danych, które jednoznacznie charakteryzują zagadnienie brzegowe, np. dane dotyczące modelu(li) fizycznego(ych), definicje grup elementów, powiązań elementów, współrzędnych węzłów dyskretyzacji itd.. Dzisiaj problem przygotowywania danych wejściowych przejmują specjalne programy komputerowe zwane preprocesorami. Dla tzw. obiektów MES można tu wymienić systemy np. NAPA (www.napa.fi), GID (gid.cimne.upc.es), FEMGEN, Diffpack, ANSYS (www.ansys.com), PLAXIS, ADINA i wiele, wiele innych.
- Ad 6.** Istotną sprawą na etapie wykonania obliczeń jest informacja dotycząca konfiguracji komputera, na którym planuje się realizować obliczenia. Znajomość parametrów procesora jest jedną z danych wykorzystywanych w analizie szacowania dokładności obliczeń. Dokładność obliczeń jest jednym z elementów charakteryzujących aplikacyjny poziom programu komputerowego.
- Ad 7.** Efektywne przeprowadzenie całego procesu obliczeń komputerowych wymaga znajomości jego istotnych cech już na etapie modelowania fizycznego (konstryktywnego). Na podstawie obliczeń komputerowych następuje weryfikacja pojedynczego modelu. Zupełna analiza problemu brzegowego wymaga weryfikacji poszczególnych modeli, jakimi jesteśmy w stanie opisać podstawowe zachowania mechaniczne analizowanego ośrodka. Wyniki obliczeń świadczące o podobieństwie analizowanych parametrów stanu dowodzą w takim przypadku, że obliczenia otrzymane na podstawie wybranego modelu fizycznego nie są dziełem przypadku. Ten etap analizy związanej z obliczeniem komputerowym nosi nazwę **walidyzacji**, a jego ważność jest podstawowa dla całego procesu projektowania.
- Ad 8.** W klasycznych obliczeniach geomechaniki przyjmuje się znajomość geometrii analizowanego rozwiązania geokonstrukcyjnego, znajomość warunków brzegowych (podparcia, tarcia na brzegu), znajomość stanu początkowego parametrów stanu, znajomość

parametrów materiałowych i obciążeń. Zadanie polega zwykle na wyznaczeniu pól prędkości przemieszczenia, pól przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia w taki sposób, aby spełnione były warunki równowagi i zgodności geometrycznej, czyli zgodnie z zasadami równowagi mechanicznej, rozpatrywanej w większości podręczników na ten temat. Powstaje zatem pytanie: jak określić zmianę tych pól przy zmianie parametrów opisujących ośrodek gruntowy, a zwłaszcza zmianę skalnych funkcjonałów lub ekstremalnych wartości lokalnych tych pól? Tego rodzaju informacja jest potrzebna przy modyfikacji projektu lub istniejącej konstrukcji oraz w analizie wpływu błędów jej wykonania, czy też wpływu rozrzutu właściwości parametrów materiałowych na stan naprężenia lub odkształcenia. Pokrewnym zagadnieniem jest analiza wpływu uszkodzenia konstrukcji na zmianę jej zachowania, a także identyfikacja tego uszkodzenia przez pomiar zmiany pola przemieszczenia lub odkształcenia w określonych punktach analizowanej konstrukcji. Tego rodzaju tematyka dotyczy kolejnego etapu procesu symulacji deformacji ciał odkształcalnych i nazywa się etapem sprawdzenia **wrażliwości systemu obliczeniowego**.

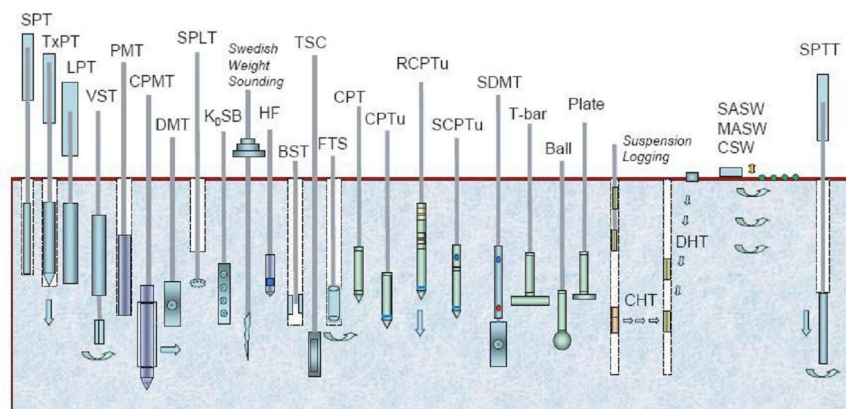
Ad 9. Ostatni etap zadania obliczeniowego to rzetelna analiza błędów wynikających z zastosowanych metod komputerowych do zadania podstawowego. Z matematycznego punktu widzenia, formalizm tego etapu nie jest skomplikowany, jednakże jego numeryczna realizacja to z kolei nietrywialny problem. Zasadność tego etapu, z aplikacyjnego punktu widzenia, jest jednak bezdyskusyjna.

Z przedstawionego pokrótce wstępu wynikają co najmniej trzy podstawowe zadania związane z rozwiązaniem (symulacją) rzeczywistego problemu brzegowego w ramach geomechaniki, a mianowicie: **weryfikacja**, **walidyzacja** i **wrażliwość**. Wymienione trzy zadania ściśle wiążą się co najmniej z problemem szacowania parametrów materiałowych, od wartości których i przedziału ich możliwych fluktuacji, zależy rozwiązanie numeryczne problemu brzegowego. Problem ważności rozwiązania, z fizycznego (mechanicznego) punktu widzenia stanowi ważny (decydujący) aspekt zastosowania go w praktyce inżynierskiej.

Przejdźmy zatem do opisu podstawowych badań, na podstawie których możliwe jest oszacowanie podstawowych parametrów materiałowych gruntu, bez których znajomości niemożliwe jest przeprowadzenie rzetelnych symulacji komputerowych. Zaczniemy od badań polowych.

3 ROLA BADAŃ POŁOWYCH GRUNTU

W celu określenia przydatności podłoża gruntowego dla potrzeb budownictwa wymagane jest opracowanie opinii geotechnicznej. Podstawą opracowania takiej opinii są materiały archiwalne, dane projektowe oraz eksploatacyjne oraz badania laboratoryjne i polowe gruntów zalegających w obszarze projektowanych obiektów. W zależności od znaczenia oraz charakteru projektowanej inwestycji opinie geotechniczne mogą mieć różny zakres, a w ich skład mogą wchodzić różne dane. Opracowanie opinii geotechnicznej powinno dawać odpowiedź na pytania i wątpliwości dotyczące lokalizacji, sposobu realizacji inwestycji, wykorzystania gruntu jako materiału budowlanego, uzbrojenia terenu, wpływu inwestycji na środowisko itp. W rozważaniach przedprojektowych duży nacisk kładzie się na budowę geologiczną oraz określenie parametrów fizycznych i mechanicznych gruntów. Podstawą do określenia tych cech są badania laboratoryjne oraz polowe podłoża, które powinny się nawzajem uzupełniać.



Rys. 1 Asortyment dostępnych badań polowych do określania parametrów geotechnicznych gruntu, [6, 13]

W skład badań laboratoryjnych gruntu wchodzi m.in.:

- badania próbek gruntu,
- badania modelowe.

Opis badań laboratoryjnych wykracza poza zakres niniejszej pracy, uwagę Czytelnika chcielibyśmy skupić na niektórych badaniach polowych (Rys.1), które dzielimy na:

- podstawowe (wiercenia i wykopy badawcze),
- uzupełniające (sondowania),
- specjalne (próbné obciążenia płytą sztywną, świdrem talerzowym, presjometrem, badanie dylatometrem i inne).

3.1 Zakres stosowania oraz rola badań CPT (CPTU)

W ostatnich latach badanie gruntów przy zastosowaniu statycznego sondowania uznaje się za podstawową metodę in-situ stosowaną do oceny stratygrafii oraz parametrów wytrzymałościowych podłoża. Dzięki wieloletniemu doświadczeniu oraz prowadzonym w wielu krajach pracom badawczym na temat badania CPTU i interpretacji wyników otrzymanych na jego podstawie, opracowano szereg korelacji pozwalających na określenie parametrów wytrzymałościowych, nośności oraz odkształcalności podłoża.

Badanie CPT jest badaniem efektywnym, szybkim i pozwala na wykonanie sondowań w stosunkowo gęstej siatce wyznaczonych węzłów. Rozmieszczenie oraz liczba punktów badawczych w przypadku sondowania CPTU uzależniona jest od wielu czynników takich jak:

- lokalizacja oraz przeznaczenie projektowanego obiektu oraz przewidywane warunki jego użytkowania,
- rodzaj konstrukcji budowli, jej wymiary, obciążenia oraz zagłębienie fundamentów i pomieszczeń podziemnych,
- zakres i rodzaj robót ziemnych i fundamentowych oraz metody wykonywania tych prac,
- wyniki prac rozpoznawczych i wstępnych, w skład których wchodzi: analiza istniejącej dokumentacji (topografia, morfologia, budowa geologiczna terenu oraz występujące warunki hydrogeologiczne), wizja lokalna terenu, ewentualne badania wstępne,
- wymagania dotyczące terenów specjalnych (np. szkód górniczych, stref ochronnych itp.) oraz budowli specjalnych (np. tuneli, zapór wodnych, mostów itp.),
- doświadczenie inżyniera – projektanta na podobnych obiektach posadowionych w podobnych warunkach gruntowych.

Badanie CPT znajduje szerokie zastosowanie w badaniach gruntu i należy je stosować w celu:

- określenia budowy geologicznej i geotechnicznej badanego podłoża,
- ustalenia miąższości oraz głębokości występowania poszczególnych warstw geologicznych,
- określenia rodzaju gruntu,
- oszacowania parametrów geotechnicznych podłoża,
- wykrywania i lokalizacji powierzchni poślizgu na obszarach osuwiskowych,
- określenia w badanym podłożu stref o obniżonej wytrzymałości,
- ustalenia granicy pomiędzy nasypem i podłożem,
- bezpośredniego wprowadzenia wyników badania CPT do projektu geotechnicznego (oszacowanie nośności i osiadania w przypadku projektowania fundamentów bezpośrednich oraz fundamentów głębokich).

Tablica 1. Przydatność metod badań polowych do określania parametrów gruntowych

Rodzaj badania	Parametry gruntu											Rodzaj gruntu							
	Okr. rodzaju gruntu	Wyzn. profilu geolog.	u	ϕ	s_u	I_D	c_v	k	G_o	σ_h	OCR	$\sigma-\varepsilon$	Twarde skały	Miękkie skały	Żwir	Piasek	Pył	Gлина	Torf
1	C	B	-	C	C	C	-	-	C	-	C	-	-	C	B	A	B	B	B
2	B	A	-	C	B	A/B	-	-	B	B/C	B	-	-	C	C	A	A	A	A
3	A	A	A	B	B	A/B	A/B	B	B	B/C	B	C	-	C	-	A	A	A	A
4	A	B	-	C	C	B	-	-	C	-	C	-	-	C	B	A	A	A	A
5	B	B	-	C	B	C	C	-	B	C	C	C	A	A	B	B	B	A	B
6	B	B	A ¹	B	B	B	A ¹	B	A ²	A/B	B	A/B ²	-	B	-	B	B	A	B
7	B	B	-	C	B	C	C	-	A ²	C	C	C	-	C	-	B	B	A	A
8	B	A	C	B	B	C	-	-	B	B	B	C	C	C	-	A	A	A	A
9	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	B/C	B	-	-	-	-	-	A	B
10	C	-	-	C	B	B	C	C	A	C	B	B	B	A	B	B	A	A	A
11	C	C	-	C	B	B	C	C	A	C	B	-	-	-	-	A	A	A	A

Opis rodzajów badań:

1. Sondowanie dynamiczne,
2. Sondowanie CPT
3. Sondowanie CPTU
4. Sondowanie SPT
5. Badanie presjometrem PBP
6. Badanie presjometrem SBP
7. Badanie presjometrem FDP
8. Badanie dylatometrem DMT
9. Bezpośrednie ścinanie w gruncie
10. Próbné obciążenie płytą
11. Próbné obciążenie świdrem talerzowym

Objaśnienie oznaczeń:

- u – statyczne ciśnienie wody w porach gruntu
 ϕ – kąt tarcia wewnętrznego
 s_u – wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu
 c_v – współczynnik konsolidacji
 k – współczynnik przepuszczalności
 G_o – moduł odkształcenia postaciowego
OCR – współczynnik prekonsolidacji
 $\sigma-\varepsilon$ – zależność naprężenie-odkształcenie
 I_D – stopień zagęszczenia

Przydatność urządzenia do określania danego parametru geotechnicznego: A – wysoka, B – średnia, C – niska

¹ – tylko gdy jest zainstalowany czujnik do pomiaru ciśnienia w porach

² – tylko gdy jest zainstalowany czujnik do pomiaru przemieszczenia

Badania sondą statyczną CPT mogą być wsparte innymi badaniami gruntu zarówno polowymi jak i laboratoryjnymi w celu:

- ostatecznej identyfikacji rodzaju gruntu,
- weryfikacji lokalnych korelacji pomiędzy wynikami badania a parametrami geotechnicznymi,
- dostarczenia kompletnych informacji w przypadku gdy interpretacja badania CPT jest skomplikowana.

Idealny program badań powinien zawierać zarówno badania polowe jak i laboratoryjne, a ich zakres powinien zależeć od lokalnego doświadczenia, ryzyka związanego z rodzajem konstrukcji oraz warunkami gruntowymi.

W tabeli (Tab.1) przedstawiono zastosowanie niektórych rodzajów badań polowych do określania parametrów geotechnicznych oraz ich przydatność w różnych warunkach gruntowych.

Wyżej przedstawione badania polowe w ujęciu teoretycznym reprezentują schematy zagadnień brzegowych, których obliczenie wymaga rozwiązania układu równań różniczkowych cząstkowych z określonymi warunkami brzegowymi wynikającymi z istoty samego badania. Symulacja numeryczna wybranych badań polowych nie jest zadaniem prostym głównie z powodów występowania tzw. osobliwości numerycznych, [9]. Porównanie wyników pomierzonych w badaniach polowych i obliczonych komputerowo pozwoli na sprawdzenie poprawności parametrów materiałowych, a przede wszystkim pozwoli na walidyzację przyjętego prawa fizycznego opisującego relację między naprężeniem i odkształceniem. Na ten temat będą uwagi w dalszej części pracy.

4 ANALIZA GEOTECHNICZNA W WARUNKACH MAŁEGO, ŚREDNIEGO I DUŻEGO RYZYKA

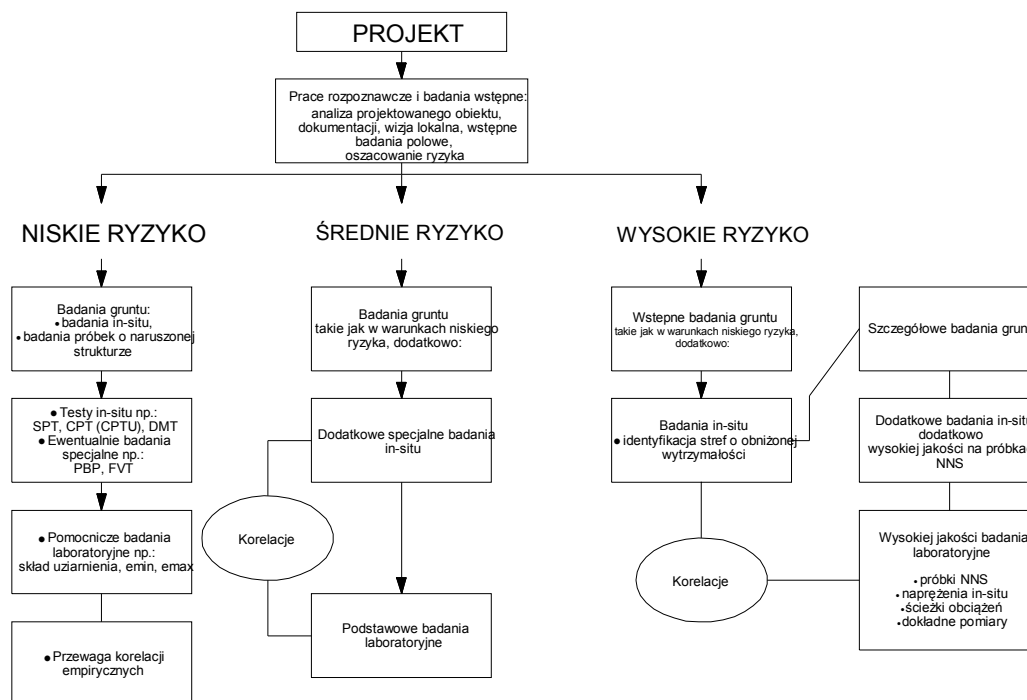
Ryzyko oraz pewien zakres niepewności są charakterystycznymi elementami w określaniu parametrów gruntu i nigdy w pełni nie da się ich wyeliminować. Wielkość tych czynników jest związana z liczbą oraz rodzajem badań geotechnicznych przeprowadzonych na danym obszarze oraz z rodzajem wznoszonej konstrukcji. Obszar, rodzaj oraz zakres badań geotechnicznych gruntu powinny być związane z ryzykiem jakie towarzyszy danemu projektowi.

W analizie ryzyka należy odpowiedzieć na trzy podstawowe pytania:

1. Co może wydarzyć się złego?
2. Jakie jest prawdopodobieństwo ryzykownej decyzji?
3. Jakie mogą być konsekwencje podjętej decyzji?

Dając odpowiedź na powyższe pytania oraz analizując wszystkie zagrożenia towarzyszące danemu przedsięwzięciu, projekty można sklasyfikować jako występujące w warunkach niskiego, średniego lub wysokiego ryzyka w zależności od prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożenia oraz konsekwencji z nim związanych.

Projekty o niskim stopniu ryzyka w niewielkim stopniu zagrażają zdrowiu oraz mieniu człowieka oraz mogą mieć niewielki niekorzystny wpływ na środowisko naturalne. Również prawdopodobieństwa wystąpienia tych zagrożeń są niewielkie, a konsekwencje małe. Natomiast w przypadku projektów w warunkach wysokiego ryzyka występuje wiele zagrożeń, zarówno dla człowieka jak i dla środowiska, prawdopodobieństwo ich wystąpienia jest wysokie, a konsekwencje mogą być bardzo poważne.



Rys. 2 Badania podłoża gruntowego w zależności od ryzyka towarzyszącego projektowi, [5]

Ryzyko towarzyszące danemu projektowi określane jest w oparciu o wstępne badania gruntów oraz prace rozpoznawcze. Dalszy tok projektowania badań gruntowych związany jest z wynikami tej analizy i jest różny dla różnych warunków towarzyszącego ryzyka. Wstępne rozpoznanie podłoża wymaga pełnego zrozumienia zakresu prac związanych z wykonaniem danego obiektu, określenia warunków jego późniejszego użytkowania oraz dokładnego prześledzenia dostępnych danych w celu stworzenia wstępnego obrazu geologicznego lub/i hydrogeologicznego. Należy zwrócić również uwagę na to, że istotny wpływ na wielkości ryzyka związanego z danym projektem ma **geotechniczne doświadczenie inżyniera**. Dany projekt obarczony jest większym ryzykiem jeżeli inżynier – projektant nie ma doświadczenia z podobnymi inwestycjami w podobnych warunkach gruntowych. Podobnie, dany projekt ma mniejszy stopień ryzyka jeśli inżynier ma szerokie lokalne doświadczenie z podobnymi projektami w podobnych warunkach geologicznych.

W przypadku projektowania w **warunkach niskiego ryzyka**, badania gruntu będą oparte na prostych badaniach *in-situ* oraz dodatkowych kilku pomocniczych badaniach laboratoryjnych na reprezentatywnych próbkach pobranych z dominujących warstw podłoża gruntowego. W przypadku wielu tego rodzaju analiz geotechnicznych popularne są badania sondą dynamiczną, SPT, CPTU. W zależności od lokalnych warunków gruntowych oraz możliwości sprzętowych, można również wykonywać badania presjometryczne, badania dylatometrem czy też wykonywać w gruncie badanie ścinarką obrotową. Projektowanie odbywa się głównie w oparciu o istniejące zależności korelacyjne.

W **warunkach umiarkowanego ryzyka** wstępne rozpoznanie może być przeprowadzone w oparciu o proste badania *in-situ* oraz podstawowe badania laboratoryjne – podobnie jak w przypadku projektów w warunkach niskiego ryzyka. Dodatkowo badania gruntu mogą wymagać bardziej szczegółowego rozpoznania, zwłaszcza w granicach stref o gorszych parametrach geotechnicznych. Wykonuje się wówczas dodatkowe badania polowe oraz podstawowe badania laboratoryjne w celu potwierdzenia informacji otrzymanych z badań *in-situ*. Wyniki badań laboratoryjnych powinny być skorelowane z wynikami badań

terenowych w celu poprawnej oceny parametrów geotechnicznych podłoża.

Dla projektów w **warunkach wysokiego ryzyka** wymagane jest zaprojektowanie dokładniejszego programu badań. Na podstawie wstępnych badań gruntu należy zidentyfikować potencjalne strefy o obniżonej wytrzymałości opierając się na metodach stosowanych w projektach niskiego i średniego ryzyka. W celu dokładniejszego zbadania stref krytycznych (o niskiej wytrzymałości) występujących w podłożu należy poddać je bardziej szczegółowym i dokładniejszym badaniom. W badaniach laboratoryjnych należy stosować próbki o nienaruszonej strukturze, a badania należy przeprowadzać mając na uwadze faktyczny stan naprężenia odpowiadający projektowi. Wyniki badań laboratoryjnych należy porównywać z wynikami otrzymanymi w badaniach terenowych w celu skorygowania istniejących korelacji pozwalających na wyznaczenie parametrów geotechnicznych gruntu.

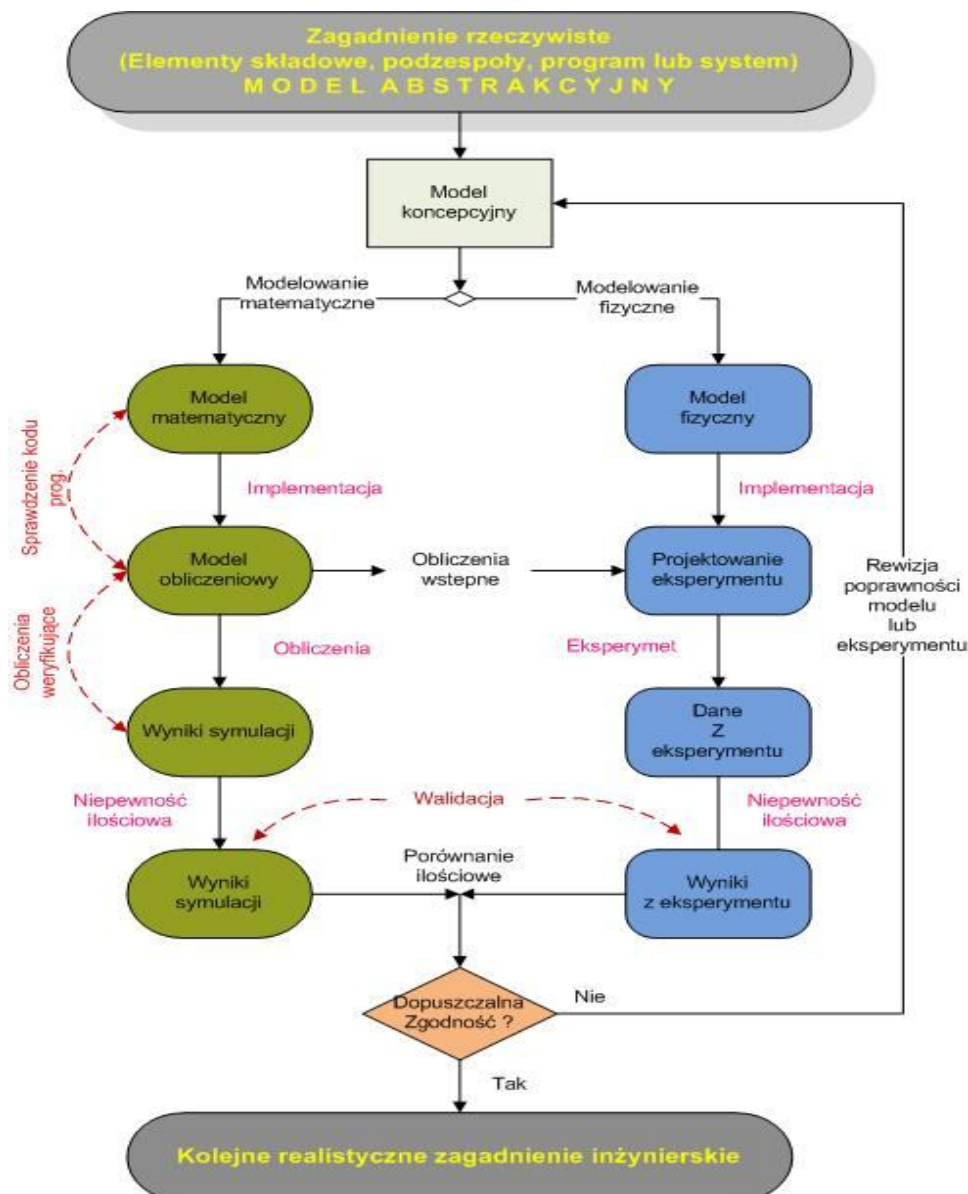
5 O ROZWIĄZYWANIU ZAGADNIENÍ GEOMECHANIKI METODAMI KOMPUTEROWYMI

Jak wspomniano już na wstępie, metodologia postępowania podczas numerycznej analizy realistycznych zadań z geomechaniki stanowi istotny element w ocenie stosowanych metod komputerowych w całokształcie tematyki podejmowanej przez współczesną geoinżynierię obliczeniową.

Dla powtórzenia, analizę komputerową realistycznych zagadnień geoinżynierii dzieli się na etapy, z których w sensie podjętej tutaj problematyki i ewentualnie występujących błędów opisu „rzeczywistości”, do najistotniejszych należą:

- **fizyczne modelowanie układu rzeczywistego** (model fizyczny aproksymuje wyniki wybranych badań podstawowych, np. ściśliwości edometrycznej, trójosiowego ściskania, dwuosiowej deformacji, itp. – tutaj nieuniknione błędy dotyczące danych wejściowych dotyczących parametrów fizyko-mechanicznych poszczególnych warstw ośrodka gruntowego; wybór modelu niezależny od prędkości obciążenia, np. sprężysty (do opisu deformacji gruntów zdecydowanie nieadekwatny!!!), hyposprężysty, hypoplastyczny, sprężysto-plastyczny, endochroniczny itd., lub zależny od prędkości obciążenia: modele uwzględniające deformacje o charakterze lepkiem, itd., itp.),
- **budowa dyskretnego analogu modelu fizycznego** (głównie tutaj idzie o podjęcie decyzji odnośnie metod aproksymacji rozwiązań układów równań różniczkowych cząstkowych opisujących stan równowagi statycznej lub dynamicznej; jeżeli do dyspozycji pozostają jedynie komercyjne programy komputerowe wybór metody nie zależy od użytkownika; wybór metod takich jak: MES, MEB, MRS, DEM, i inne),
- **numeryczna implementacja modelu dyskretnego** (tutaj występują błędy natury numerycznej, które zwykle nie zależą od użytkownika programu komputerowego co oznacza, że użytkownikowi pozostaje „zaufanie” do autora implementacji numeryki),
- **weryfikacja poszczególnych modeli** (ta faza analizy komputerowej dotyczy sprawdzania adekwatności przyjętych praw konstytutywnych, tj. modeli fizycznych),
- **sprawdzenie wrażliwości systemu obliczeniowego** (bardzo ważny element analizy numerycznej, który POWINIEN odpowiedzieć na pytanie, jaka jest sekwencja wrażliwości poszczególnych parametrów modelu począwszy od najbardziej wrażliwego do najmniej wrażliwego; znajomość sekwencji wrażliwości pozwoli na pragmatyczny program badań pomiarowych, np. badań polowych, w celu otrzymania jak najwłaściwszych (rzetelnych) parametrów fizyko-mechanicznych gruntu niezbędnych w symulacji komputerowej),
- **analiza błędów wynikających z zastosowanych metod komputerowych** (jeżeli to możliwe, wykonać specjalistyczne obliczenia błędów obliczeniowych, tj. tzw. ang. *forward & backward error analysis*).

Szczegóły dotyczące wyżej wspomnianej struktury procesu symulacji komputerowej deformacji ciał odkształcalnych (zapisanych w postaci konkretnego zagadnienia brzegowego) zainteresowany Czytelnik znajdzie w pracy [12].

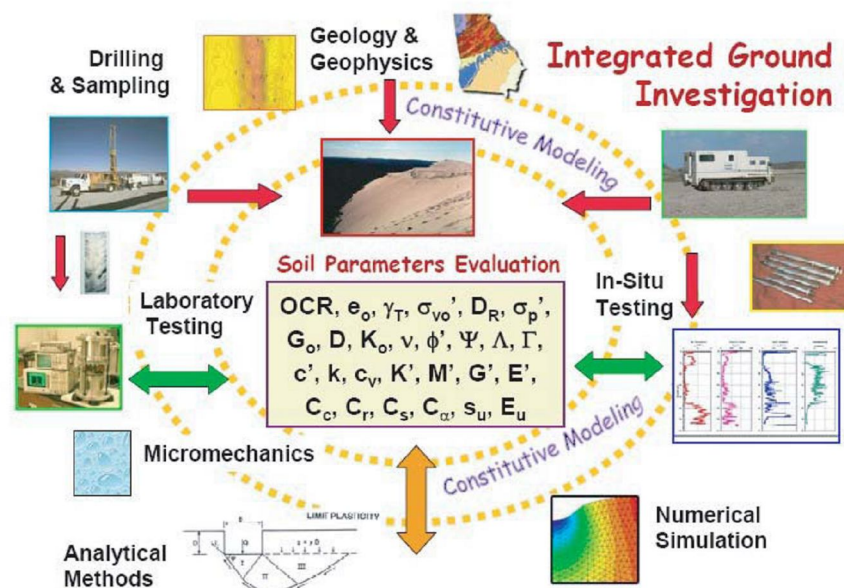


Rys.3 Schemat blokowy rozwiązania realistycznego zagadnienia inżynierskiego

Schemat postępowania w przypadku rozwiązania typowego, realistycznego zagadnienia geoinżynierskiego można przedstawić graficznie, (Rys.3). Omówienie całego procesu, począwszy od modelu koncepcyjnego poprzez opracowanie modelu matematycznego i fizycznego wymaga rzetelnej analizy, która w ostatniej fazie decyduje czy wyniki rozwiązania zagadnienia inżynierskiego są dopuszczalne w sensie aplikacyjnym. Schemat ten (Rys.3) prezentuje wszystkie elementy jakie winny być przeprowadzone w poprawnie zaprogramowanej analizie komputerowej i symulacji rzeczywistego zagadnienia inżynierskiego.

Jak zaznaczono na kolejnym schemacie (Rys.4), poprawna analiza symulacji komputerowych przedstawia zintegrowany system badań, zarówno na poziomie podstawowym jak i eksperymentalnym. Na początku wykładu przedstawiono „bogate”

możliwości opisu gruntu na podstawie badań polowych, szczególnie na podstawie sondowania statycznego metodami z grupy CPT. Widać z tego, że dokładne przeprowadzenie badań podłoża gruntowego jest **absolutnie koniecznym** elementem optymalnego projektowania konstrukcji inżynierskich w ramach geotechniki. Nieodzownym staje się również rzetelna analiza zagadnienia inżynierskiego na podstawie metod komputerowych – tutaj jednak wynik końcowy jest obciążony niepewnościami. Kilka przykładów, przedstawionych w dalszych punktach wykładu, są tego dobitnym dowodem.



Rys.4. Model koncepcyjny zintegrowanego systemu opisu gruntu, [6]

6 RZECZYWISTE ZAGADNIENIA INŻYNIERSKIE I ICH ANALIZA KOMPUTEROWA

Od wielu lat programy komputerowe zbudowane w oparciu o numeryczną metodę elementów skończonych, metodę wykorzystywaną do rozwiązania zagadnienia brzegowego równowagi statycznej lub dynamicznej, stanowią podstawowe narzędzie pomocnicze projektanta. Z dnia na dzień wzrasta poziom technologiczny tych narzędzi, których podstawą są równania fizyki matematycznej. Wysoki poziom stosowności aplikacji komputerowych oznacza wykorzystanie praw o charakterze nieliniowym, coraz bardziej skomplikowanym, oznaczonym w trójwymiarowych układach odniesienia. Nic nie dzieje się jednak „bezkarnie” – programy te, zwykle duże komercyjne systemy obliczeniowe, stanowią „czarną skrzynkę”, o odpowiednio opisanym „wejściu” koniecznych danych w procedurze obliczeniowej i „wyjściu” z wynikami obliczeniowymi. Interpretacja tych wyników stanowi odrębny, nietrywialny problem analityczny. Źle, bądź niestosownie używane, w rzeczywistości mogą prowadzić do „komputerowo wspomaganego katastrof”, jeżeli obliczenia prowadzi nawet zdolny inżynier posiadający spore umiejętności w używaniu komputera, lecz niedoświadczony w zagadnieniach będących przedmiotem analizy komputerowej o płytkiej wiedzy na temat mechaniki, a w szczególności mechaniki obliczeniowej. Wdrożenie wyników obliczeniowych możliwe jest jedynie w przypadku, kiedy poprawnie postawiony problem brzegowy podlega kompleksowej analizie numerycznej, zgodnie z etapami kontroli, o których wspomniano wyżej.

Jednym z warunków poprawnie wykonanej analizy komputerowej jest proces walidacji. Chodzi tu głównie o przekonanie się czy program komputerowy „liczy”

poprawnie. Jedną z metod walidyzacji jest policzenie tego samego zadania innym programem – wyniki powinny być „takie same”. Sprawdzenie poprawności kodu komputerowego może nastąpić również poprzez policzenie zagadnienia brzegowego, dla którego istnieje rozwiązanie analityczne. W pozostałych przypadkach należy odnosić się do symulacji badań laboratoryjnych lub obserwacji (poletka doświadczalne) i pomiarów badań polowych.

Jak już w początkowych punktach wykładu wspomniano, błędy i niepewności co do rzeczywistych wartości parametrów geotechnicznych są wszechobecne. Mamy do czynienia z błędami arytmetycznymi, błędami w założeniach modeli fizycznych i matematycznych, błędy w interpretacji kodów i norm, błędy w wykorzystaniu wzorów, tablic, map i nomogramów i wiele, wiele innych. Błędy były zarówno w czasach kiedy obliczenia wykonywano ręcznie, za pomocą suwaków logarytmicznych, później kalkulatorów i teraz przy wykorzystaniu maszyn cyfrowych. **Doświadczony inżynier-projektant powinien zawsze krytycznie oceniać wyniki analizy obliczeniowej metod komputerowych.** Jeżeli, jak powiedziano wyżej, pewne błędy w warunkach początkowych albo brzegowych, w definiowaniu zagadnienia początkowo-brzegowego są nieuniknione, wówczas w rozwiązywaniu tego zagadnienia błędy te również zmanifestują swoją obecność! Problem ten nie jest trywialny, bowiem nie zawsze tak musi być, że mały błąd w warunkach początkowych (lub fluktuacje ich wartości) generuje mały błąd w rozwiązaniu! Analiza tego zagadnienia nazywa się analizą stabilności rozwiązania zagadnienia brzegowego. Należy również powtórzyć, że problem stabilności to jeden z trzech warunków koniecznych poprawnego postawienia zagadnienia brzegowego, tzw. warunki Hadamarda. Pamiętać również należy, że w większości przypadków rozwiązania zagadnień brzegowych źle postawionych nie mają sensu fizycznego, a zastosowanie ich w ocenie realistycznych problemów inżynierskich może prowadzić do katastrofy, [10, 1].

6.1 Przykłady obliczeniowe znanych zagadnień

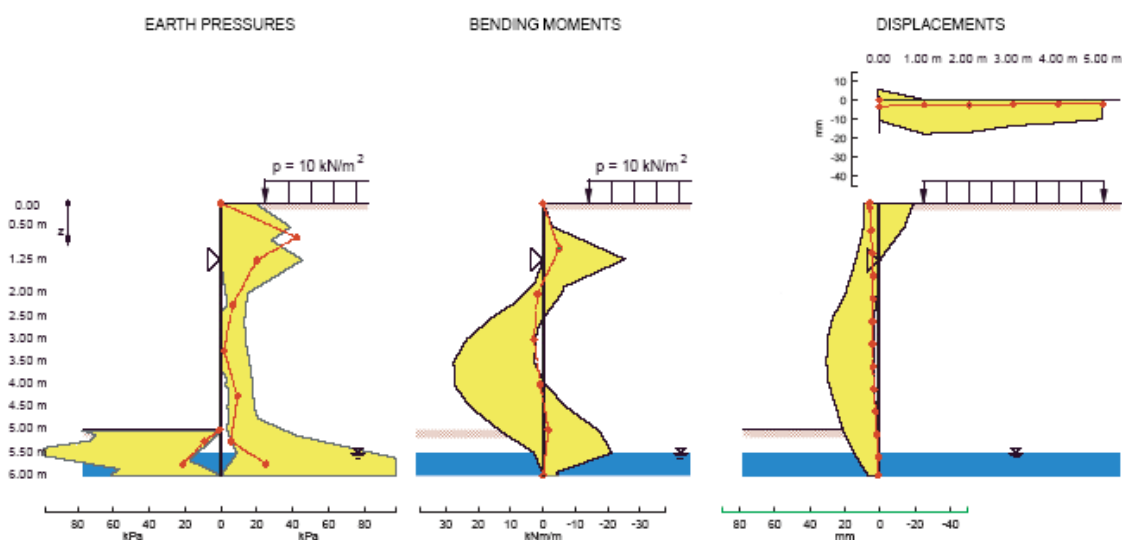
Jednym z podstawowych zadań w projektowaniu jest wykonanie prognoz stanów granicznych nośności i użyteczności. Sprawdzenie tych warunków następuje głównie poprzez rozwiązania parametrów stanu równowagi statycznej lub dynamicznej z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Metoda ta teoretycznie pozwala najbardziej dokładnie obliczać przemieszczenia oraz naprężenia i odkształcenia w elementach budowli geotechnicznych, zarówno w zakresie sprężystym, jak też z uwzględnieniem nieliniowych charakterystyk gruntu. W trudnych warunkach geometrycznych, jest to obecnie jedyna metoda przydatna do wyznaczania np. stanów odprężenia dna wykopu, odkształceń podłoża w sąsiedztwie wykopu oraz osiadań przyległych budowli, z uwzględnieniem uwarstwienia gruntu, jak też złożonych kształtów konstrukcji w przekroju i w planie.

Metoda MES ma jednak istotne ograniczenia, a jej dokładność jest pozorna. Nawet w przypadku zależności dobrze opisujących właściwości gruntu sposób formowania konstrukcji w gruncie jest zbyt złożony dla dostępnych rozwiązań MES. Weryfikacja doświadczalna tych rozwiązań jest niejasna. W przypadku naturalnego podłoża uwarstwionego oraz fazowego wykonania wykopu i podparć obudowy, zakładając arbitralnie jednorodność warstw i początkowy stan parcia spoczynkowego, w stanie po wykonaniu ściany za pomocą konsekwentnej analizy MES można jedynie lepiej ocenić wyniki obliczenia z użyciem klasycznego uproszczonego modelu plastycznego lub konstrukcji na sprężystym podłożu. MES pozwala uwzględniać wpływ wody gruntowej, efektów lepkich i dynamicznych. Jednakże liczni autorzy ostrzegają, że nie należy projektować rzeczywistych konstrukcji wyłącznie na podstawie obliczeń MES. Krajowe przykłady zastosowań MES wskazują, że zwłaszcza obliczane wartości przemieszczeń konstrukcji lub odprężenia podłoża są nadmierne (np. dna wykopu stacji metra „Centrum”, [3]).

Do obliczeń należy stosować programy komputerowe po uprzednim ich wypróbowaniu i zweryfikowaniu wyników obliczeń testujących. Parametry mechaniczne (wytrzymałościowe i odkształceniowe) podłoża należy przyjmować na podstawie wstępnych studiów. Powinny być one zweryfikowane poprzez porównanie wyników obserwacji w naturze. Decydujące znaczenie ma ustalenie wartości modułu odkształcenia E ze względu na silną nieliniowość zachowania gruntu, zwłaszcza przy małych odkształceniach, tj. w rzeczywistych warunkach użytkowania konstrukcji. Wartości modułu E , wyznaczone na podstawie obserwacji przemieszczeń obiektów, są zwykle parokrotnie większe od wartości z typowych badań laboratoryjnych lub odczytanych z normy PN-B-03020:1981.

Obliczenia metodą elementów skończonych zaleca się stosować do analizy zagadnień specjalnych, złożonych schematów konstrukcji i stanów obciążeń, których nie można rozwiązać zadowalająco tradycyjnymi metodami obliczeń. W szczególności metodę tę zaleca się do wstecznej analizy konstrukcji, których przemieszczenia zostały dokładnie zmierzone. Pozwala ona wówczas najlepiej ocenić wiarygodne parametry odkształcalności podłoża.

Jako przykład rozrzutu obliczeń komputerowych posłuży nam eksperyment przeprowadzony na polietku doświadczalnym w Karlsruhe (Niemcy). Eksperyment polegał na wbiciu ścianki szczelnej do jednorodnej warstwy piasku powyżej poziomu wód gruntowych. Zadanie obliczeniowe polegało na predykcji deformacji wykopu o głębokości 5m, [16]. Eksperyment spełniał założenie płaskiego stanu odkształcenia. Dla utrzymania stabilności ścianki, na głębokości 1.5m zainstalowano sztywne rozpory. Po wykonaniu wykopu dodatkowo przeciążono powierzchnię gruntu od strony wykopu po czym rozpory rozluźniano aż do momentu otrzymania stanu granicznego podłoża. Przed wykonaniem wykopu było wykonane dokładne rozpoznanie podłoża. Niezależne predykcje wykonano w 43 ośrodkach naukowych. Obliczenia dotyczyły określenia: poziomego przemieszczenia ścianki, osiadania powierzchni podłoża za ścianką, sił parcia na ściankę i momentów zginających w ściance. Na rys. 5 zaznaczono obszar rozrzutu wyników obliczeniowych.



Rys.5. Niezależne prognozy (obszar zaznaczony) i pomiary rzeczywiste (linia z punktami) dla wykopu warstwie piasku w okolicy Karlsruhe, Niemcy (1993), [16, 2]

Większość obliczeniowych prognoz wykonano z wykorzystaniem MES z różnymi równaniami konstytutywnymi. Porównanie prognoz z rzeczywistymi pomiarami było dużym, negatywnym zaskoczeniem. Szczególnie niepokojącym był fakt, że obliczone wektory przemieszczenia w kilku przypadkach były określone w odwrotnym kierunku w stosunku do pomierzonych, [16].

6.2 Numeryczna prognoza parametrów stanu

Zadanie geotechnicznej prognozy w ramach geomechaniki komputerowej składa się z kilku ważnych etapów modelowania:

- idealizacja, tj. uproszczenie rzeczywistości i wybór istotnych zmiennych, określenie geometrii, zakresu ważności, warunków brzegowych (Neumanna i Dirichleta), detali konstrukcji i ich etapowości konstrukcji, itd.
- proces dyskretyzacji, tj. wybór elementów skończonych, ich rozmiaru i zagęszczenia, określenie kroku czasowego, rodzaju obciążenia, itd.
- ustalenie adekwatności praw konstytutywnych, tj. kalibracja parametrów materiałowych, określenie warunków początkowych, zakres obliczeń odkształcenia, modele elementów interfejsowych, itp.
- analiza numeryczna dotycząca wyboru metod numerycznych całkowania w czasie i przestrzeni, wybór metod rozwiązywania algebraicznych układów równań, opracowanie schematów iteracyjnych, sprawdzenie warunków poprawnego postawienia zagadnienia (well-posedness), itd.

Wszystkie etapy są równie ważne i jest prawie niemożliwe aby z góry przesądzić, który z nich generuje większy poziom błędów w prognozach numerycznych. Wymienione etapy stanowią swoistego rodzaju łańcuch, który prowadzi do niepowodzenia w jego najsłabszym ogniwie! Zatem aby wykonać rzetelną prognozę obliczeniową analizowanych zjawisk mechanicznych, w realistycznych konstrukcjach inżynierskich, konieczne jest aby mieć pełną kontrolę nad wszystkimi wyżej wymienionymi aspektami geomechanicznej prognozy. Nawet najbardziej specjalistyczne programy komputerowe, również te zorientowane geotechnicznie, nie mogą same zastąpić eksperckiego osądu. Pomimo tego, że geotechniczne aplikacje komputerowe bazują na zaprogramowanej wiedzy dotyczącej zarówno teorii jak i doświadczeń praktycznych nie są jednak w stanie automatycznie formułować zaleceń technicznych. Doświadczona wiedza inżyniera pozostaje nadal nieoceniona – aplikacje komputerowe wspomagają decyzje i wspomagają je tym lepiej im bardziej stabilna jest numeryczna analiza rzeczywistego problemu brzegowego.

6.3 Źródła błędów

Ogólnie można wyróżnić kilka potencjalnych źródeł błędów w obliczeniach numerycznych; oto najważniejsze z nich:

- ukryte defekty w hardware i software,
- zastosowanie nieadekwatnych teorii i norm,
- błędny input (oczywiste niezrozumienie lub zła interpretacja danych wejściowych),
- brak danych (np. różnorodność warunków geologicznych, scenariuszy obciążenia, itp.),
- idealizacja rzeczywistości (lekceważenie zjawisk fizycznych w zastosowanych modelach),
- niewłaściwe modele konstytutywne (np. linearyzacja istotnych nieliniowych efektów),
- określenie parametrów materiałowych,
- określenie stanu początkowego (niepewne wartości początkowe parametrów stanu),
- matematyczne problemy i numeryczne procedury.

Niektóre z tych błędów mogą być kontrolowane przez inżynierów-projektantów, przynajmniej w pewnym zakresie, tymczasem inne, jak np. defekty w układach elektronicznych (hardware) lub w oprogramowaniu (software) lub niedostatek danych są niezależne od adekwatności opisu i generują niepewności w obliczonych prognozach. Geotechnik-projektant jest zatem zobowiązany co najmniej wiedzieć o tych wszystkich mankamentach, inną sprawą jest jak je naprawić.

6.4 Rola modeli konstytutywnych

W obliczeniach numerycznych stanów równowagi obciążonego podłoża gruntowego najważniejszą rolę pełnią adekwatne modele konstytutywne dla gruntów. Opis mechanicznego oddziaływania gruntu jest bardzo złożony między innymi z tego powodu, że teoria stosowana musi być kompromisem między możliwie najlepszym opisem (aproxymacją) wyników podstawowych badań laboratoryjnych a możliwie prostymi formułami w ich zastosowaniu. Trudnym zatem zadaniem jest stwierdzenie adekwatności równań konstytutywnych dla praktycznych zastosowań. Jedną z metod sprawdzania są tzw. badania elementowe [12], które pozwalają udzielić odpowiedzi na wiele stosowanych pytań. Mimo tego, poniższa lista pytań kontrolnych powinna być przedmiotem zainteresowania w każdej istotnej analizie numerycznej, a mianowicie:

- Jak zdefiniować warunki jakościowe w ocenie modelu konstytutywnego, [4]?
- Jakie są ograniczenia zastosowanego modelu konstytutywnego?
- Jakie zadania obliczeniowe (zagadnienia brzegowe, być może zdefiniowane w uproszczonej formie) należy wybrać aby na podstawie ich analizy wyników można było przekonać się o mechanicznych możliwościach i adekwatności opisu zastosowanych praw konstytutywnych?
- Na ile model fizyczny nadaje się do opisu rzeczywistego zagadnienia inżynierskiego?
- Jak poprawić „zdolności” modelu konstytutywnego, szczególnie w przypadku możliwości korzystania z bogatych baz danych i umiejętnego sposobu ich eksplorowania?
- Jak wdrożyć sprawdzony model konstytutywny do stosowanych aplikacji komputerowych również i tych o niekomercyjnym charakterze, ale dostępnych dla inżyniera-projektanta?
- Czy da się przystosować aplikację komputerową do praktycznych zastosowań w sposób możliwie prosty (lecz nie prostszy, parafrazując słowa wypowiedziane przez Einsteina!)?
- Czy użytkownik (inżynier-projektant) powinien mieć wolny (np. prawa GNU) dostęp do kodu źródłowego programu komputerowego?
- Jakie węzły-programowe (procedury typu „interface”) powinny mieć komercyjne programy komputerowe, aby umożliwić permanentną kontrolę poprawności obliczeń komputerowych?

Biorąc pod uwagę powyższe pytania, trudne w wielu przypadkach, każdy inżynier-projektant próbujący dokonać oszacowania reakcji gruntu na skutek projektowanych obciążeń, powinien mieć świadomość o istnieniu innych uwarunkowań istotnych w analizie numerycznej, które nie tylko dotyczą zastosowania praw konstytutywnych, ważnych procedur matematycznych (np. całkowania, różniczkowania, interpolacji, aproxymacji i in.) ale również i poprawności kodu komputerowego (tj. projektu rozwiązania zagadnienia brzegowego zapisanego w języku programowania), jaki być może w powszechnym uznaniu uchodzi za główne narzędzie obliczeniowe w geomechanice.

6.5 Kilka aspektów matematycznych i numerycznych

Fakt używania coraz bardziej wyrafinowanych modeli niekoniecznie musi oznaczać, że otrzymamy wyniki lepsze, lepsze w rozumieniu, bliższe rzeczywistym oszacowaniom. Opis rzeczywistych zachowań gruntu wymaga zastosowania dodatkowych składników natury matematycznej. Oznacza to zatem, że i struktura rozwiązania bywa zazwyczaj bardziej skomplikowana. Dla większości zagadnień brzegowych geomechaniki utrzymanie tzw. warunków poprawnego postawienia zagadnienia brzegowego [14] jest trudne lub praktycznie niemożliwe. Chodzi tu o wymaganie trzech warunków (tzw. warunków Hadamarda): istnienia rozwiązania (nie jest to w żadnym razie fakt oczywisty!), jednoznaczności rozwiązania oraz stabilności rozwiązania (małe zmiany w warunkach początkowych generują skończone fluktuacje wyników końcowych), por. [10].

Obliczenia komputerowe zagadnień geomechanicznych zawierają liczne błędy na różnym poziomie istotności. Np. modele materiałowe (równania konstytutywne) zawierają silnie nieliniowe związki, które z powodu zmiennych warunków brzegowych (takie warunki zwykle występują w rzeczywistości) generują silnie nieliniowe zagadnienia algebraiczne. W takich przypadkach możliwe są stany, w których rozwiązanie może być niejednoznaczne z powodu możliwej bifurkacji rozwiązania [8], co interpretuje się jako generację powierzchni nieciągłości (np. prędkości deformacji) stowarzyszoną z lokalizacją stref deformacji i częstym przypadkiem utraty kontroli nad zbieżnością procedur numerycznych, zbieżnością do oczekiwanego rozwiązania. Zlokalizowany pas deformacji reprezentuje istnienie nieciągłych parametrów stanu w przestrzeni rozwiązania i wprowadza do definicji problemu istotnie różne skale w ocenie równowagi ośrodka gruntowego.

Z drugiej strony, od wielu lat istnieją dyskusje na ten temat w różnych środowiskach naukowych, również i poza geomechaniką obliczeniową, których ogólnym wnioskiem jest stwierdzenie, że z matematycznego punktu widzenia poprawne rozwiązania (por. istnienie rozwiązania) nie są w żadnej mierze zagwarantowane. Stwierdza się ponadto, że z naukowego punktu widzenia, żyjemy w świecie pełnym „chaotycznych” zachowań w gęstej przestrzeni bifurkacji (por. jednoznaczność), co powoduje ekstremalną wrażliwość na małe zmiany warunków początkowych (por. stabilność) [7].

W obliczeniach zagadnień geomechanicznych ta problematyka jest stałym i wciąż aktualnym zadaniem badawczym – idzie tu w końcu o to, aby otrzymywane rozwiązania na drodze numerycznej gwarantowały co najmniej ich sens fizyczny [1, 10].

Obecnie w dyspozycji wielu rozwiązań istnieją formuły, na podstawie których można sprawdzić „ważność” rozwiązania numerycznego, sprawdzając odpowiednie warunki w punktach kwadratury Gaussa. Dla geotechnika, inżyniera-projektanta taka kontrola jest trudnym zagadnieniem, i dlatego często problem trudności w obliczeniach interpretuje się jako problem „niestabilności rozwiązania”.

7 OGÓLNE WNIOSKI

Trafny wybór i zastosowanie adekwatnego modelu fizycznego to nie jedyny wystarczający warunek do tego, aby zagadnienie brzegowe, które nie zawiera kilku istotnych aspektów związanych z opisem rzeczywistości i będące podstawą analizy, mogło w sposób satysfakcjonujący opisać równowagę ośrodka gruntowego pod obciążeniem.

Liczne obserwacje i prognozy numeryczne wraz dostępnymi analizami tzw. wzorcowych zagadnień brzegowych przekonują, że problem symulacji komputerowej zagadnień geomechanicznych związany jest z licznymi ograniczeniami.

Jedną z dróg postępowania powinny być próby symulacji dobrze zdefiniowanych badań *in-situ*, w których wiele parametrów jest mierzalnych, a co za tym idzie „rozwiązania” zagadnień spełniają warunki Hadamarda w sensie eksperymentu. Powtórzenie (symulacja) procesu badań eksperymentalnych w polu daje odpowiedź jak skalibrować prawo fizyczne, jak zdefiniować warunki brzegowe, w końcu jak wrażliwe pozostanie rozwiązanie w sensie wykorzystywanych parametrów materiałowych, czy fluktuacji wartości parametrów geomechanicznych.

Podstawowym i bardzo istotnym jest założenie fazowości ośrodka gruntowego, tj. jednofazowego (sam szkielet gruntowy), dwufazowego (woda i szkielet) lub trójfazowego (woda, szkielet i powietrze). Decydującym jest utrzymanie właściwego reżimu obciążenia – statycznego lub dynamicznego (np. efekty bezwładności i tłumienia, propagacje fal, zjawiska zależne i niezależne od prędkości obciążenia, itd.). Te i inne zagadnienia konsekwentnie generują zwiększony poziom skomplikowania obliczeń komputerowych i analizy wyników, podawanych dzisiaj w obrazach przejrzystych wykresów, możliwych porównań i różnorodnych analiz. Analiza wyników powinna się charakteryzować krytycznym

spojrzeniem i uwagą na możliwy poziom błędów. Inżynier-projektant w każdej analizie komputerowej powinien wykorzystać maksimum możliwości dostępnych w programie nie bagatelizując żadnej z nich. Jeżeli to możliwe, dobrze jest sprawdzić otrzymane rozwiązania inną, podobną w swym zakresie merytorycznym, aplikacją [2].

Dzisiejszy zakres teoretycznych zainteresowań w mechanice gruntów skupia się głównie wokół badań nad prawami fizycznymi (równaniami konstytutywnymi). Stan ten wydaje się być w wielu aspektach kontrowersyjny, bowiem z jednej strony wydają się być konieczne dalsze poszukiwania nowych modeli z wieloma nowymi cechami mechaniki gruntów, takimi jak np. nieliniowość, nieodwracalność charakterystyk fizycznych, opis reakcji gruntu w zależności od ciśnienia w porach gruntu [11], zagęszczenia, ścieżki naprężenia, historii obciążenia itp. Z drugiej jednak strony elementy te powodują bardziej skomplikowane opisy matematyczne, które w procedurach rozwiązujących zagadnienie brzegowe ulegają często zbytniemu uproszczeniu!

Taka zasada postępowania, tj. wymaganie odnośnie wykorzystywania „lepszyc” modeli konstytutywnych w obliczeniach geomechanicznych wydaje się być dzisiaj powszechnie akceptowalną formułą. W takim razie, wydaje się również, że należałoby się zastanowić nad rezygnacją z klasycznych parametrów takich jak moduł odkształcenia (często mylnie nazywany modułem Younga dla gruntów), współczynnik Poissona (teoria liniowej sprężystości) lub kąt tarcia wewnętrznego i spójność (obszar plastycznych odkształceń), które nie są stałymi dla żadnego rodzaju gruntu. Wykorzystując te parametry ustalamy zasadę liniowych charakterystyk, które są sprzeczne z obserwowanymi zjawiskami występującymi w gruncie. Taki trend wykorzystywania tych parametrów w opisie mechanicznym ośrodka gruntowego utrzymuje się jednak dzisiaj w wielu biurach projektowych nie tylko w Polsce, ale i na całym świecie, a procedury obliczeniowe oparte na tych parametrach są przecież zasadne jedynie z dydaktycznego punktu widzenia. Taki status ma jednak swoje ugruntowanie w standardach i normach oraz wytycznych, głównie z powodu utrzymania konwencjonalnej drogi postępowania w projektowaniu zadań geoinżynierii.

Jest jednak sprawą dzisiaj oczywistą, że jakościowy postęp w nowoczesnym projektowaniu zawdzięczamy wspomaganemu komputerowemu, numerycznym symulacjom procesu deformacji podłoża gruntowego w poszczególnych fazach projektowania i późniejszego wykonawstwa. Kontrola i monitoring obiektu i podłoża w fazach wykonawstwa oraz zaraz po zakończeniu budowy nie może być zaniedbany przez inżyniera-projektanta. Jest to jedna z metod walidyzacji samego projektu. Rzetelnie rozszerzana objętość bazy danych pomiarowych pochodzących z monitoringu budowy pozwoli na analizy obliczeniowe w wielu aspektach, zarówno sformułowanych wprost jak i wstecz. Tak zwane wsteczne analizy stanowią ważną metodę wykorzystywaną głównie do określania wartości parametrów materiałowych; należy jednak mieć świadomość, że zagadnienia sformułowane wstecz (ang. *inverse analysis*) są problemami brzegowymi *źle postawionymi* (ang. *ill-posed*). Zatem dla wykonania takiej analizy zadanie optymalizacji (najczęściej wielokryterialnej) musi być zdefiniowane z praktyczną funkcją celu. Opis postępowania w ramach procedury wstecznej analizy wykracza jednak poza zakres merytoryczny tego artykułu. Natomiast niewątpliwą korzyścią ze stworzenia rzetelnej bazy danych pochodzących z monitoringu jest szeroka możliwość oceny wrażliwości parametrów materiałowych i warunków brzegowych w analizie stateczności projektowanej konstrukcji posadowionej w podłożu gruntowym.

PIŚMIENNICTWO

- [1] CHAMBON R., CAILLERIE D., Existence and uniqueness theorems for boundary value problems involving incrementally non linear models. *International Journal of Solids and Structures*, 36, s. 5089-5099, 1999.
- [2] HERLE I., Numerical predictions and reality, w: Kolymbas D. (ed) *Constitutive Modeling of Granular Materials*, Horton, s. 333–351. Springer, 2003.
- [3] KŁOSIŃSKI B., Przegląd norm Europejskich dotyczących projektowania konstrukcji geotechnicznych, *Geoinżynieria i Tunelowanie*, Nr 02, 2005
- [4] KOLYMBAS D., *The misery of constitutive modeling*. w: Kolymbas D. (ed) *Constitutive Modeling of Granular Materials*, Horton 11–24. Springer, 2000.
- [5] LUNNE T., ROBERTSON P.K., *Cone penetration testing i geotechnical practice*. Blackie Academic & Professional, London, 1997.
- [6] MAYNE P.W., *In-situ test calibrations for evaluating soil parameters*, In Hight & Leroueil, editor “Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, pp. 1601-1652, London, 2007, Taylor & Francis Group.
- [7] PRIGOGINE I., STENGERS I., *Order Out of Chaos*. Bantam Books, NY 33, 1983.
- [8] SIKORA Z., *Czy problem bifurkacji w mechanice gruntów jest ważny?*, *Zeszyty Naukowe. Budownictwo / Politechnika Śląska*, z. 111, s. 373—382, 2007
- [9] SIKORA Z., *Hypoplastic flow of granular materials. A numerical approach*. *Zeszyty Naukowe Instytutu Mechaniki Gruntów i Mech. Skał, Uniw. w Karlsruhe*, nr 123, 1992
- [10] SIKORA Z., *On well-posedness of BVP in localization problems*. *Computer Methods in Applied Mechanics and Eng.* 90:885–903, 1991
- [11] SIKORA Z., OSSOWSKI R., *Uwagi na temat zasady naprężeń efektywnych dla gruntów częściowo nasyconych*, *Zeszyty Naukowe. Budownictwo, Politechnika Śląska* z. 97, 2003
- [12] SIKORA Z., *Sondowanie statyczne – metody i zastosowanie w geoinżynierii*, WNT, Warszawa 2006.
- [13] SIKORA Z., *Some remarks on problem of site characterization – a subjective experience on theory and practice*, *International Symposium on “Advanced Site Investigation Technology”*, Seoul, Korea, 2007.
- [14] SIKORA Z., *Metody numeryczne w geomechanice i hydraulice*, *Konspekt wykładu w ramach Studium Doktoranckiego, Wydział Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej, Katedra Geotechniki, Gdańsk*, 2003
- [15] SIKORA Z., *V&V in geomechanical computations*, *Proc. of 11th Baltic Sea Geotechnical Conf. on Geotechnics in Maritime Engineering*, Gdańsk, 15-18.09.08, s. 755-764
- [16] von WOLFFERSDORFF P.A., *Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen*. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe*, Heft 141, 1997.

SCIENTIFIC PRINCIPLES OF GEOTECHNICAL DESIGN – BETWEEN THEORY AND PRACTICE

Summary

The scope of the article is a concise presentation of current geotechnical design problems, regarding safety and cost-effectiveness. The authors outlined the importance of computational geomechanics and presented the foundation for reliable numerical modeling of soil-structure interaction: from in-situ test and calibration problem to calculation process and numerical errors, as well as risk assessment. The sample problems are described with some suggestions to engineers and designers.

Szczepan WOLIŃSKI¹
Politechnika Rzeszowska

PROBABILISTYCZNE PODSTAWY WSPÓŁCZESNYCH NORM PROJEKTOWANIA

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono wybrane zagadnienia projektowania konstrukcji budowlanych w warunkach niepewności. Podkreślono konieczność rozróżnienia dwóch podstawowych rodzajów niepewności; parametrycznej, analizowanej w ramach teorii prawdopodobieństwa oraz systemowej, której analiza wymaga stosowania logiki wielowartościowej i metod wnioskowania przybliżonego. Podstawowe wymagania dotyczące niezawodności, nośności i użyteczności konstrukcji są tradycyjnie analizowane metodami probabilistycznymi, natomiast wymagania związane z zarządzaniem niezawodnością i jakością oraz z trwałością konstrukcji, są we współczesnych normach uwzględnione *implicite*. Przedstawiono również analizę i dyskusję założeń, metod i procedur obliczeń stosowanych w probabilistycznej analizie niezawodności, losowe modele nośności i oddziaływań oraz zasady normowego podejścia do zarządzania niezawodnością. Omówiono sposoby i procedury kalibracji probabilistycznych miar niezawodności konstrukcji. Za punkt odniesienia rozważań i komentarzy przyjęto wymagania i zasady zawarte w normach europejskich.

Słowa kluczowe: niepewności w projektowaniu, niezawodność konstrukcji, nośność losowa, oddziaływania, kalibracja miar niezawodności

1 WPROWADZENIE

W pełni precyzyjnie sformułowane, dokładnie określone zadania i pewne rozwiązania nie istnieją w realnym świecie. Założenia są zwykle niepewne, zasady i reguły nieprecyzyjne, dane niepełne, a dodatkowo wszystko zmienia się w czasie. Próby eliminacji niepewności i braku precyzji w założeniach, budzą często poważne wątpliwości, czy rozważane zagadnienie można uznać za to, które było pierwotnie przedmiotem zainteresowania. Podobnie, próby jednoznacznej kwantyfikacji rozwiązań prowadzą zazwyczaj do pytania, czy jest to faktycznie rozwiązanie rozważanego zagadnienia. Powyższe uwagi sformułowano we wnioskach zawartych w raporcie z niedawno zakończonego międzynarodowego projektu badawczego "Robust mathematical modeling" [1]. Mieszczą się one w ramach nowego paradygmatu w matematyce, zainicjowanego w latach 30 i 40 dwudziestego wieku pracami Kurta Gödla i Alana Turinga, z których wynika, że matematyka nie jest nauką zamkniętą i nie

¹ szwolkkb@prz.edu.pl

ma skończonego zestawu aksjomatów, z których za pomocą dedukcji można wywieść wszystkie prawdy [2]. Współczesne podejście do projektowania obiektów budowlanych uwzględnia te stwierdzenia i obserwacje, chociaż w znacznym zakresie w sposób pośredni.

Projektowanie konstrukcji można zdefiniować jako proces podejmowania decyzji w warunkach niepewności, z koniecznością uwzględnienia różnych ograniczeń [3]. Niepewności pojawiają się w procesie projektowania głównie na etapie idealizacji właściwości materiałów konstrukcyjnych i oddziaływań oraz na etapie idealizacji i obliczeń konstrukcji. Rozróżnia się dwa podstawowe rodzaje niepewności, parametryczną i systemową. Niepewność parametryczną można określić jako brak pewności co do wartości parametrów modelu teoretycznego opisującego reakcję konstrukcji na oddziaływania, przy założeniu, że sam model jest dokładny, a niepewność systemową jako brak pewności co do adekwatności zastosowanego modelu teoretycznego, przy założeniu, że parametry modelu są dokładnie znane. We współczesnych normach projektowania konstrukcji niepewności parametryczne uwzględniono *explicite* w ramach teorii probabilistycznej, a niepewności systemowe *implicite*, w bardzo ograniczonym zakresie.

Projektowanie konstrukcji jest procesem syntezy, ale bardzo ważnym elementem weryfikacji tego procesu jest analiza zagrożeń, które mogą spowodować zniszczenie lub awarię konstrukcji. Zazwyczaj rozróżnia się trzy podstawowe rodzaje zagrożeń: przekroczenie stanów granicznych konstrukcji, losowe zagrożenia zewnętrzne (wyjątkowe) i błędy ludzi. Tradycyjnie, najczęściej uwagi poświęca się w normach projektowania zagadnieniom związanym z weryfikacją stanów granicznych a znacznie mniej pozostałym.

W pracy przedstawiono podstawowe zagadnienia związane z probabilistycznym projektowaniem konstrukcji budowlanych, w szczególności dotyczące: istoty i sposoby opisu niepewności, klasyfikacji i charakterystyki probabilistycznych metod obliczania konstrukcji, kalibracji miar niezawodności, analitycznych, numerycznych i symulacyjnych metod obliczeń, niezawodności elementów i konstrukcji oraz zarządzania niezawodnością. Punktem odniesienia prezentowanych rozważań i komentarzy są wymagania i zasady zawarte w normie PN-EN 1990 [4].

2 ISTOTA I OPIS NIEPEWNOŚCI

2.1 Niepewność parametryczna i wnioskowanie statystyczne

Intuicyjnie oczywistą miarą niepewności parametrycznej, wyrażającej brak pewności co do wartości zmiennych występujących w modelu matematycznym rozważanego zjawiska jest prawdopodobieństwo, które interpretuje się intuicyjnie jako względną częstotliwość wystąpienia ściśle zdefiniowanego zdarzenia, lub aksjomatycznie, jako liczbę $P(A)$ spełniającą trzy pewniki Kołmogorowa mówiące, że: prawdopodobieństwo jest liczbą z przedziału $0 \leq P(A) \leq 1$, prawdopodobieństwo zdarzenia pewnego jest równe jedności, prawdopodobieństwo alternatywy zdarzeń parami wyłączających się jest równe sumie prawdopodobieństw tych zdarzeń [5]. Zdarzenie przypadkowe jest ściśle zdefiniowane, niepewne jest jego pojawienie się, czyli przypadkowość można utożsamić z niepewnością co do przynależności lub nieprzynależności elementu do zbioru. Teoria prawdopodobieństwa jest częścią ogólnej teorii miary i opiera się na logice dwuwartościowej.

W projektowaniu konstrukcji trzy grupy zmiennych podstawowych są traktowane jako wielkości losowe: właściwości materiałów konstrukcyjnych, oddziaływania i wielkości geometryczne. Najczęściej stosowanym modelem matematycznym tych wielkości jest zmienna losowa, a w pracach studialnych i naukowych, również różnego rodzaju procesy stochastyczne. Modele probabilistyczne są oparte na klasycznej logice dwuwartościowej i starożytnych zasadach dedukcji; *modus ponens* i *modus tollens*. Pierwsza z nich głosi, że

z prawdziwości przesłanek i implikacji wynika prawdziwość wniosku: $[x = A] \rightarrow [\text{jeżeli } x = A \text{ to } y = B] \rightarrow [y = B]$ a druga, że fałszywość przesłanki prawdziwej implikacji powoduje fałszywość wniosku: $[x = \bar{B}] \rightarrow [\text{jeżeli } x = A \text{ to } y = B] \rightarrow [y = \bar{B}]$.

Ze względu na źródło niepewności parametrycznej dzieli się ją tradycyjnie na trzy rodzaje:

- Niepewność fizyczną, związaną z naturalną zmiennością właściwości mechanicznych materiałów budowlanych i oddziaływań oraz wymiarów geometrycznych elementów i konstrukcji;
- Niepewność statystyczną, wynikającą z braku pełnej informacji o rzeczywistych charakterystykach zmiennych podstawowych i związaną z metodami gromadzenia, opracowania i analizy wyników obserwacji i badań doświadczalnych;
- Niepewność modelową, która wiąże się z modelami matematycznymi opisującymi reakcje konstrukcji na oddziaływania.

O ile niepewność statystyczna ma zdecydowanie parametryczną naturę a niepewność fizyczna może być zwykle traktowana zarówno jako parametryczna lub systemowa, to niepewność modelowa wiąże się z prawdziwością i adekwatnością modeli i ma zdecydowanie systemową naturę. Tradycyjny opis niepewności modelowej za pomocą rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych losowych wyrażających stosunek rzeczywistej i obliczonej na podstawie modelu reakcji konstrukcji na działania budzi poważne zastrzeżenia (p. 2.2).

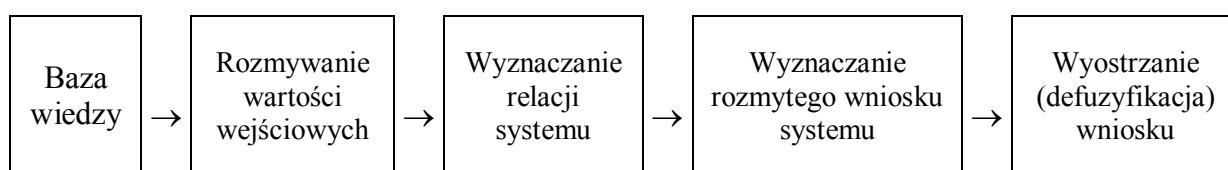
Badanie i ocena zgodności wyników doświadczeń lub obserwacji z modelem matematycznym w postaci zmiennej losowej lub procesu stochastycznego jest przedmiotem wnioskowania statystycznego. Wnioskowanie statystyczne służy w przede wszystkim, do identyfikacji miary probabilistycznej decydującej o wynikach eksperymentu. Zadanie identyfikacji można sformułować tak, aby dotyczyło: estymacji punktowej, to znaczy oszacowania nieznanego parametru modelu, estymacji przedziałowej, czyli określenia przedziału ufności w którym z założonym prawdopodobieństwem mieści się nieznaną parametr modelu, testowania hipotez statystycznych, pozwalających po przeprowadzeniu eksperymentu uzasadnić decyzję o zaliczeniu nieznanego parametru do jednego z dwu rozłącznych zbiorów wyodrębnionych przed rozpoczęciem eksperymentu [5].

2.2 Niepewność systemowa i wnioskowanie przybliżone

Znacznie trudniejszym zadaniem jest opis niepewności systemowej. Zagadnienie prawdziwości bądź adekwatności stosowanych modeli konstrukcji ma dwa podstawowe aspekty: pierwszy, na ile poprawny jest model lub teoria na podstawie której sformułowano rozważany model i drugi, jako ilość informacji jest zawarta w przyjętym modelu. K. Popper zauważył, że zawartość informacji i prawdopodobieństwo prawdziwości hipotezy lub teorii są odwrotnie proporcjonalne; im mniejsza jest ilość informacji w rozważanej hipotezie, tym bardziej jest ona prawdziwa, ale zawartość informacji determinuje sprawdzalność i możliwość potwierdzenia hipotezy [6]. Na przykład, hipoteza wyrażona w zdaniu: “nośność na zginanie przekroju belki stalowej wykonanej z dwuteownika PE330 ze stali St4V mieści się w przedziale od 30 do 300 kNm”, zawiera niewiele informacji i jest tym samym bardzo prawdopodobna. L. Zadeh uzupełnił wnioski K. Poppera dodając, że złożoność i precyzja są ze sobą powiązane w relacji odwrotnej; jeżeli złożoność zadania wzrasta, to zmniejsza się możliwość jego precyzyjnej analizy [7]. Prawdopodobieństwo nie jest więc dobrą miarą niepewności systemowej dotyczącej prawdziwości hipotezy. W tym przypadku należy znaleźć taką miarę niepewności, która jest związana z niejednoznacznością i brakiem precyzji, nie zanika z przyrostem informacji i może się odnosić zarówno do zdarzeń przeszłych, jak i przyszłych. W projektowaniu, analizie i ocenie stanu konstrukcji korzystamy w znacznym zakresie z wiedzy i informacji o jakościowym, często subiektywnym charakterze

nie podlegającym tradycyjnym metodom kwantyfikacji i przetwarzania. Człowiek może formułować przybliżone wnioski na podstawie nieprecyzyjnych, subiektywnych przesłanek i przybliżonych reguł wnioskowania. Do formalnego opisu niepewnej, subiektywnej i/lub jakościowej informacji stosuje się najczęściej: bayesowskie prawdopodobieństwo *a priori*, zbiory rozmyte, zbiory przybliżone, "otoczki" Markowa, itd.

Liczne ograniczenia i paradoksy związane ze stosowaniem logiki dwuwartościowej spowodowały rozwój logik wielowartościowych, aż do logiki nieskończenie wartościowej, w której wartość logiczna pojęć należy do przedziału (0, 1). Wprowadzenie teorii wnioskowania przybliżonego (WP) jest zasługą L.A. Zadeha [7]. Główną zasadą WP jest przedstawianie ocen (sądów) jako zdań przypisujących wartościom zmiennych zbiory rozmyte, a celem jest ustanowienie mechanizmu modelowania i wnioskowania na podstawie nieprecyzyjnych zależności funkcyjnych. Na rys.1 przedstawiono schemat wnioskowania przybliżonego w postaci systemu ekspertowego, tzw. konstruktywnego modelu lingwistycznego typu Mamdaniego [8].



Rys.1. Schemat wnioskowania przybliżonego

Z wykorzystaniem wnioskowania przybliżonego można analizować obciążenia konstrukcji, formułować oceny stanu technicznego uszkodzonych elementów i budowli, analizować zagadnienia komfortu ciepłno-wilgotnościowego pomieszczeń, itp.

3 CHARAKTERYSTYKI STATYSTYCZNE ZMIENNYCH PODSTAWOWYCH

3.1 Właściwości materiałów i elementów

Na podstawie opublikowanych wyników badań statystycznych [9 ÷ 12] przyjmuje się najczęściej, że właściwości materiałów i elementów konstrukcyjnych oraz elementy konstrukcyjne wykonane z tych materiałów można uznać za zmienne losowe, najczęściej o rozkładach normalnych (N) lub logarytmiczno-normalnych (LN), rzadziej Weibulla (W) bądź innego rodzaju, i wartościach współczynników zmienności v zestawionych w Tab. 1.

Tablica 1. Typowe wartości współczynników zmienności właściwości materiałów i nośności wybranych elementów konstrukcyjnych

Material / element	Właściwość lub rodzaj elementu	Współczynnik zmienności
beton	wytrzymałość na ściskanie	0,06 ÷ 0,18
	wytrzymałość na rozciąganie	0,15 ÷ 0,25
	moduł sprężystości	0,07 ÷ 0,26
	odkształcenie graniczne (ściskanie)	0,15 ÷ 0,33
	energia pękania (rozciąganie)	0,06 ÷ 0,33
stal zbrojeniowa	granica plastyczności	0,02 ÷ 0,09
stal sprężająca	wytrzymałość na rozciąganie	0,01 ÷ 0,05

granica plastyczności różnych gatunków stali		0,05 ÷ 0,11
uplastycznienie rozciąganych elementów stalowych		0,08 ÷ 0,11
próba statycznego zginania drewna:		
- granica proporcjonalności		0,20 ÷ 0,22
- wytrzymałości na rozciąganie		0,30 ÷ 0,34
- moduł sprężystości		0,20 ÷ 0,22
mur z cegły ceramicznej:		
- wytrzymałość na ściskanie		0,06 ÷ 0,08
- moduł sprężystości		0,09 ÷ 0,11
Elementy żelbetowe	nośność	
zginane	plyty jednokierunkowo zginane	0,12 ÷ 0,16
	plyty dwukierunkowo zginane	0,14 ÷ 0,15
	belki	0,08 ÷ 0,14
mimośrodowo ściskane	słupy krępe	0,12 ÷ 0,16
	słupy smukłe	0,12 ÷ 0,17
ścinane	belki	0,17 ÷ 0,25
Elementy sprężone	nośność	
	strunobetonowe prefabrykowane	0,06 ÷ 0,10
	kablobetonowe	0,06 ÷ 0,14
Elementy stalowe	nośność	
zginanych kształtowników walcowanych		0,10 ÷ 0,13
słupów krępych		0,11 ÷ 0,14
słupów smukłych		0,12 ÷ 0,16
rozciąganych elementów cienkościennych		0,10 ÷ 0,11
zginanych belek cienkościennych		0,15 ÷ 0,25
słupów cienkościennych		0,09 ÷ 0,25

3.2 Oddziaływania na konstrukcje

Kompletny opis oddziaływań na budowlę wymaga znajomości ich historii w całym okresie użytkowania, którą można wyrazić jako funkcję czasu (opis jednoparametrowy), lub jako funkcję wielu parametrów (czasu, współrzędnych przestrzennych, temperatury, itp.). W teorii oddziaływań rozważane są dwa podstawowe zagadnienia: określenie wielkości poszczególnych, standardowych oddziaływań z założonym prawdopodobieństwem przekroczenia założonych wartości w określonym czasie i oszacowanie kombinacji różnych oddziaływań, na podstawie określonej z żądanym prawdopodobieństwem możliwości ich równoczesnego wystąpienia o ekstremalnych wartościach w określonym czasie. Najbardziej ogólnym i poprawnym modelem probabilistycznym oddziaływań jest wielowymiarowy

proces stochastyczny. Jednak dotychczas ma on niewielkie znaczenie praktyczne. Na podstawie wyników badań i sugestii zawartych w normach, raportach i publikacjach naukowych [9 ÷ 14] można zauważyć, że najczęściej zalecanym modelem standardowych oddziaływań na konstrukcje jest zmienna losowa o rozkładzie i współczynniku zmienności v :

- stałe i quasi-stałe rozkład normalny (N), $v = 0,02 \div 0,10$;
- zmienne długotrwałe rozkład gamma (Γ), $v = 0,18 \div 0,40$;
- zmienne krótkotrwałe rozkład wykładniczy (E), $v = 0,20 \div 0,80$;
- klimatyczne (np. śnieg, wiatr) rozkład Gumbela (G), $v = 0,40 \div 1,00$.

3.3 Dane geometryczne

Dane geometryczne traktuje się zwykle jako zmienne losowe o rozkładzie normalnym. Jeżeli znany jest rozkład statystyczny wielkości geometrycznych, do obliczeń można przyjmować wartości odpowiadające określonej kwantyli rozkładu. Sposób opisu oraz uwzględnienia w obliczeniach konstrukcji imperfekcji geometrycznych jest tradycyjnie zróżnicowany w zależności od podstawowego materiału konstrukcyjnego.

4 METODY WERYFKACJI NIEZAWODNOŚCI KONSTRUKCJI

4.1 Podstawowe wymagania i metody analizy niezawodności

We współczesnych normach projektowania konstrukcji budowlanych termin niezawodność oznacza zdolność konstrukcji do spełnienia określonych wymagań i obejmuje nośność, użyteczność i trwałość konstrukcji [4, 14]. Matematyczna teoria niezawodności jest podstawą inżynierii niezawodności, której głównymi celami są: zapobieganie lub zmniejszenie prawdopodobieństwa bądź częstości uszkodzeń (zniszczenia) projektowanych obiektów, identyfikacja przyczyn uszkodzeń, ustalenie sposobów postępowania w wypadku wystąpienia uszkodzeń oraz opracowanie metod szacowania niezawodności projektowanych obiektów i analizy odpowiednich danych statystycznych [15]. Inżynieria niezawodności znajduje zastosowanie w projektowaniu i ocenie stanu technicznego bardzo wielu rodzajów obiektów inżynierskich produkowanych obecnie przez człowieka [16].

Wymagania są zespołem warunków, którym muszą odpowiadać konstrukcje. W Eurokodzie [4] wyodrębniono wymagania podstawowe oraz dotyczące: niezawodności (zarządzanie niezawodnością), projektowego okresu użytkowania, trwałości i jakości (zarządzanie jakością). Wymagania podstawowe mówią, że konstrukcję należy zaprojektować i wykonać w taki sposób, aby w zamierzonym okresie użytkowania, z należyтым poziomem niezawodności i bez nadmiernych kosztów przejmowała wszystkie oddziaływania i wpływy, których pojawienia się można oczekiwać podczas wykonania i użytkowania, oraz pozostała przydatna po przewidzianego użytkowania. Ponadto, konstrukcję należy zaprojektować tak, aby w przypadku pożaru jej nośność była odpowiednia w wymaganym przedziale czasu oraz aby na skutek zdarzeń takich jak wybuch, uderzenie i konsekwencje ludzkich błędów, nie została ona uszkodzona w zakresie nieproporcjonalnym do początkowej przyczyny.

Projektowy okres użytkowania to przyjęty w projekcie przedział czasu T , w którym konstrukcja lub jej część ma być użytkowana zgodnie z zamierzonym przeznaczeniem i przewidywanym utrzymaniem, bez potrzeby większych napraw. Według Eurokodu [4], orientacyjne wartości T można przyjmować następująco: konstrukcje tymczasowe 10 ÷ 15 lat, wymienne części konstrukcji (np. łożyska, belki podsuwnicowe) 10 ÷ 25 lat, konstrukcje rolnicze i podobne 15 ÷ 30 lat, konstrukcje budynków i inne konstrukcje zwykle 50 lat, konstrukcje budynków monumentalnych, mosty i podobne ≥ 100 lat.

Metody analizy niezawodności klasyfikuje się ze względu na zastosowaną miarę niezawodności oraz sposób jej sprawdzania i tradycyjnie dzieli się na [4, 9, 12]:

- półprobabilistyczne (poziom I), w których miarą niezawodności jest zestaw współczynników częściowych, tzn. mnożników kwantyli losowych zmiennych stanu konstrukcji γ_i , lub różnice pomiędzy obliczeniowymi wartościami zmiennych stanu a ich kwantylami (wartościami charakterystycznymi) Δ_i , a często również dodatkowe współczynniki, np. do kombinacji oddziaływań ψ_i ;
- uproszczone probabilistyczne (poziom II), w których definiuje się miary niezawodności alternatywne w stosunku do umownego prawdopodobieństwa przetrwania konstrukcji $P_S = 1 - P_f$, gdzie P_f jest umownym prawdopodobieństwem zniszczenia lub uszkodzenia konstrukcji, zwykle wskaźnika niezawodności β , którego obliczanie wykonywane jest według metod rzędu pierwszego (FORM) lub drugiego (SORM);
- probabilistyczne (poziom III), w których miarą niezawodności jest bezpośrednio prawdopodobieństwo przetrwania konstrukcji P_S .

4.2 Metody poziomu I - półprobabilistyczne

Metody poziomu I (półprobabilistyczne) można określić jako metody, w których środkiem obliczeniowym pozwalającym osiągnąć należyty poziom niezawodności konstrukcji jest zastosowanie odpowiedniego zestawu częściowych współczynników modyfikujących reprezentatywne wartości zmiennych decydujących o stanie konstrukcji. Metoda stanów granicznych (SG) przyjęta w Eurokodzie [4] jest przykładem metody poziomu I. Stany graniczne są w niej zdefiniowane jako stany, po przekroczeniu których konstrukcja nie spełnia stawianych jej kryteriów projektowych, są więc stanami granicznymi w sensie prawnym. Warunki stanów granicznych nośności (ULS) i użyteczności (SLS) można zapisać w postaci:

$$E_d \leq R_d; \quad E_d \leq C_d \quad (1)$$

gdzie: E_d – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań, R_d , C_d – wartości obliczeniowe nośności i odpowiedniego kryterium użyteczności.

Wartości obliczeniowe stosowane w obliczeniach metodą współczynników częściowych zdefiniowano w Eurokodzie dla trzech rodzajów losowych zmiennych podstawowych [4]:

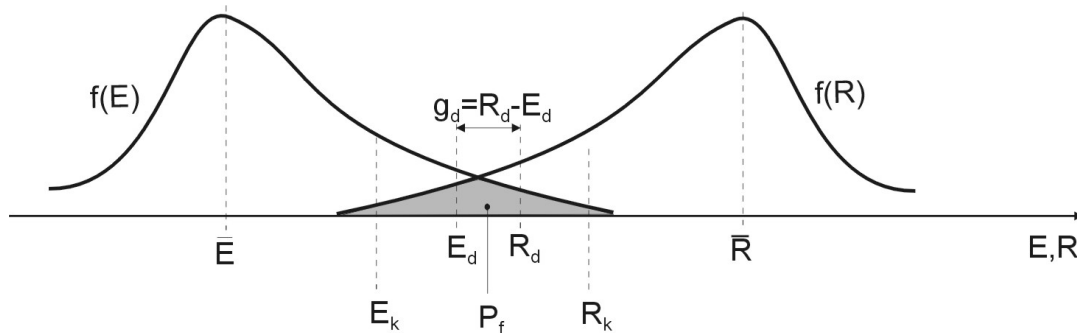
- właściwości materiałów
$$X_d = \frac{\eta X_k}{\gamma_m} \quad (2)$$

- oddziaływania
$$F_d = \gamma_f F_{rep} = \gamma_f \psi F_k \quad (3)$$

- dane geometryczne
$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (4)$$

gdzie: X_d , X_k - obliczeniowa i charakterystyczna wartość właściwości materiałowej, F_d , $F_{rep} = \psi \times F_k$, F_k - obliczeniowa, reprezentatywna i charakterystyczna wartość oddziaływania, a_d , a_{nom} - obliczeniowa i nominalna wartość geometryczna, η - współczynnik konwersji, $\psi = 1$ lub ψ_0, ψ_1, ψ_2 - współczynnik do kombinacji oddziaływań, γ_m, γ_f - współczynnik częściowy dla właściwości materiału i dla oddziaływania, Δa - korekta nominalnej wielkości geometrycznej.

W obliczeniach wartości E_d i R_d częściowe współczynniki dla właściwości materiałów γ_m i oddziaływań γ_f łączy się najczęściej z odpowiednimi współczynnikami niepewności modelu nośności γ_{Rd} oraz niepewności modelu i efektów oddziaływań γ_{sd} definiując nowe współczynniki częściowe jako: $\gamma_F = \gamma_f \gamma_{sd}$ i $\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd}$.



Rys. 2. Interpretacja warunku niezawodności w metodzie poziomu I.

Metody poziomu I pozwalają jedynie na alternatywną ocenę niezawodności konstrukcji (niezawodna lub zawodna), bez możliwości oceny prawdopodobieństwa przekroczenia stanów granicznych P_f (Rys. 2).

4.3 Metody poziomu II – probabilistyczne uproszczone

W uproszczonych metodach probabilistycznych podstawową miarą niezawodności jest prawdopodobieństwo przetrwania konstrukcji $P_S = 1 - P_f$, ale w praktyce definiowane są miary alternatywne, związane z prawdopodobieństwem P_S lub P_f . Przyjęcie konkretnych uproszczeń i miar niezawodności umożliwia sformułowanie wielu różnych metod poziomu II. Najlepiej zbadana i najszerzej stosowana, między innymi zalecana w Eurokodzie, jest metoda jednakowej niezawodności czyli wskaźnika niezawodności β [4, 9, 11, 12, 14, 17]. Metoda największej niezawodności, opracowana przez prof. J. Murzewskiego, nazywana metodą skali zagrożenia κ , pozwala na eliminację niejednoznaczności i wad metody wskaźnika niezawodności β ale jest stosunkowo mało znana [18].

Standaryzowaną zmienną losową wyrażającą warunek stanu granicznego $g = R - E = 0$ nazwano wskaźnikiem niezawodności β :

$$\beta = \frac{\bar{g}}{\sigma_g} = \frac{\bar{R} - \bar{E}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2 - 2\rho(R,E)\sigma_R\sigma_E}} = \frac{1}{v_g} \quad (5)$$

gdzie: \bar{g} , \bar{R} , \bar{E} - wartości oczekiwane zmiennych losowych g , R i E , σ_R, σ_E - odchylenie standardowe zmiennych R i E , $\rho(R,E)$ - współczynnik korelacji zmiennych R i E , v_g - współczynnik zmienności zmiennej losowej g .

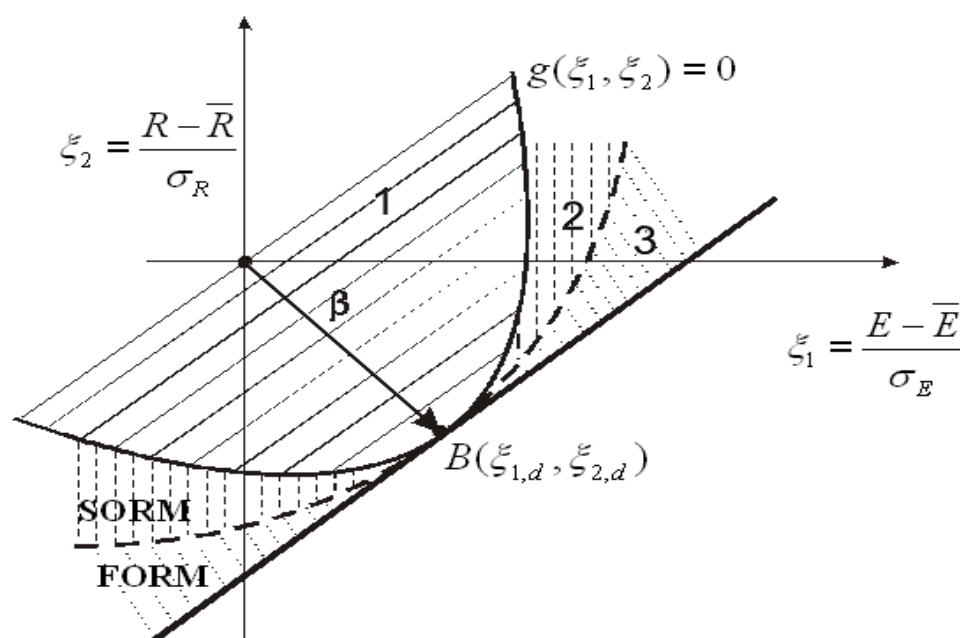
Miara niezawodności β jest związana z prawdopodobieństwem zniszczenia (przekroczenia stanu granicznego) elementu lub konstrukcji zależnością:

$$P_f = \Phi(-\beta) = P(g \leq 0) = P(g \leq \bar{g} - \beta\sigma_g) \quad (6)$$

gdzie $\Phi(\dots)$ - funkcja Laplace'a.

Zależność (6) jest formalnie poprawna, jeśli zmienna g ma rozkład normalny $N(\bar{g}, \sigma_g)$. Dla innych rozkładów wskaźnik niezawodności β jest tylko umowną miarą niezawodności.

W przypadku nieliniowej postaci warunku stanu granicznego g , zaleca się jego linearyzację przez rozwinięcie w szereg Taylora i odrzucenie składników nieliniowych. Kluczowym zagadnieniem jest wówczas wybór punktu, wokół którego dokonuje się rozwinięcia w szereg. Jeżeli jest to punkt, którego współrzędnymi są wartości oczekiwane zmiennych stanu konstrukcji (linearyzacja wg Rżanicyna), to obliczenia są bardzo proste, ale uzyskana wartość wskaźnika niezawodności β zależy od postaci warunku stanu granicznego, tzn. jest nieobiektywna. Natomiast rozwinięcie warunku stanu granicznego w szereg Taylora wokół punktu, którego współrzędnymi są wartości obliczeniowe zmiennych stanu (linearyzacja Hasofer – Linda) prowadzi do wyznaczenia wartości β niezależnej od postaci funkcji g , ale ze względu na fakt, że punkt obliczeniowy nie jest znany *a priori*, wymaga obliczeń iteracyjnych. Zmienne o rozkładach innych niż normalne są normalizowane w punkcie obliczeniowym, zwykle na dwa sposoby. Pierwszy polega na obliczeniu nieznannej wartości oczekiwanej i odchylenia standardowego ekwiwalentnego rozkładu normalnego z warunku równości wartości dystrybuanty i gęstości rozkładu w punkcie obliczeniowym, a drugi na zastosowaniu transformacji Rosenblatta [19]. Drugim ważnym zagadnieniem jest wybór sposobu przybliżenia hiperpowierzchni granicznej $g_d = 0$. Jeżeli jest to przybliżenie hiperpłaszczyzną, to metodę określa się jako metodę niezawodności pierwszego rzędu - FORM, a jeśli jest to przybliżenie hiperpowierzchnią drugiego stopnia, to metoda nosi nazwę metody niezawodności drugiego rzędu - SORM (Rys. 3). Zalecaną w Eurokodzie metodą kalibracji współczynników częściowych i dopuszczalną alternatywną metodą projektowania jest metoda uproszczona metoda probabilistyczna (poziomu II) pierwszego rzędu (FORM) w postaci metody wskaźnika niezawodności Hasofer-Linda.



Rys. 3. Geometryczna interpretacja wskaźnika niezawodności β i prawdopodobieństwa niezawodności P_S .

4.4 Metody probabilistyczne poziomu III

Metody poziomu III, czyli w pełni probabilistyczne metody projektowania konstrukcji, charakteryzują się dwiema podstawowymi cechami: miarą niezawodności jest wprost prawdopodobieństwo, że w projektowanym okresie eksploatacji konstrukcji nie zostaną osiągnięte stany graniczne (nie nastąpi zniszczenie ani poważne uszkodzenie konstrukcji), wszystkie zmienne losowe uwzględnione w obliczeniach mają znane parametry i rozkłady prawdopodobieństwa. Z formalnego punktu widzenia obliczenia prawdopodobieństwa nie przekroczenia stanów granicznych konstrukcji, w przypadku uwzględnienia tylko jednego mechanizmu zniszczenia i niezależności zmiennych stanu od czasu, polegają na całkowaniu funkcji gęstości prawdopodobieństwa w obszarze stanów zawodnych:

$$P_S = 1 - P_f = 1 - \int_{g(x) \leq 0} f_X(x) dx \quad (7)$$

gdzie: $g(x)$ - warunek stanu granicznego, $f_X(x)$ - funkcja gęstości rozkładu prawdopodobieństwa wektora n losowych zmiennych stanu X .

Generalnie, niezawodność P_S można obliczyć z równania (7) metodami:

- całkowania analitycznego, możliwe w nielicznych, prostych przypadkach;
- całkowania numerycznego, efektywne kiedy liczba zmiennych stanu $n \leq 5 \div 10$;
- symulacji Monte Carlo w dziedzinie losowej, metoda uniwersalna.

Do głównych zadań rozwiązywanych metodami poziomu III, oprócz bezpośredniego wymiarowania lub weryfikacji niezawodności konstrukcji i kalibrowania miar niezawodności metod niższych poziomów, należą również zadania optymalizacji niezawodności [17].

W wielu spotykanych w praktyce przypadkach zmienne stanu są zależne od czasu $X = X(t)$, na przykład, jeżeli należy uwzględnić oddziaływania zmęczeniowe lub dynamiczne, a także jeżeli następuje degradacja właściwości materiałów konstrukcyjnych w czasie eksploatacji obiektu. Obliczanie wartości P_S według (7) jest wówczas dodatkowo utrudnione i wymaga zastosowania specjalnych metod, między innymi [19]:

- sprowadzenie do zadania niezależnego od czasu: $X(t) = X \times Y(t)$, gdzie $Y(t)$ -monotoniczna funkcja czasu, np. funkcja degradacji nośności konstrukcji;
- zastąpienie zmiennej stanu o charakterze procesu losowego czasu $X(t)$ w okresie odniesienia T zmienną losową o rozkładzie ekstremalnym $X = \max_T \{X(t)\}$, a w przypadku dwóch lub większej liczby zmiennych stanu o charakterze procesu losowego czasu $X_i(t)$ zastosowanie dodatkowej, zwykle heurystycznej, reguły kombinacji zmiennych zależnych od czasu (np. reguły Turkstry);
- zastosowanie formuły pozwalającej na oszacowanie częstotliwości ("ryzyka") przewyższenia przez ciągły proces egrodecyjny $X(t)$ określonego poziomu (czyli w przypadku procesu gaussowskiego formuły Rice'a);
- zastosowanie analizy spektralnej, w przypadku nieliniowego warunku stanu granicznego poprzedzonej procedurą linearyzacji funkcji niezawodności.

5 PROBABILISTYCZNE MODELE NOŚNOŚCI I ODDZIAŁYWAŃ

5.1 Dyskretne i ciągłe modele nośności

Nośność elementów i konstrukcji projektowanych według zaleceń współczesnych norm jest utożsamiana z nośnością najsłabszego przekroju krytycznego, najczęściej uwzględniając

tylko jeden mechanizm zniszczenia, a ich niezawodność, z dopełnieniem prawdopodobieństwa osiągnięcia stanu granicznego nośności tego przekroju. Zadanie jest znacznie trudniejsze gdy konstrukcja składa się z wielu elementów i/lub możliwe są różne mechanizmy. Wówczas rzeczywista konstrukcja jest zastępowana przez równoważny system dyskretny, złożony z idealnych elementów tak, aby uwzględnić wszystkie ważne mechanizmy zniszczenia. Tego rodzaju systemy są opisywane za pomocą modeli heurystycznych, które najczęściej nie wykazują fizycznego podobieństwa do modelowanej konstrukcji. Strukturę systemu można przedstawić za pomocą grafu, funkcji analitycznej lub logicznej, bądź tablicy. Pojęcie struktury niezawodnościowej należy odróżnić od innych struktur konstrukcji, na przykład od struktury przestrzennej czy funkcjonalnej. Ze względu na uniwersalność modeli heurystycznych, ich struktury niezawodnościowe analizuje się w oderwaniu od konkretnych zastosowań [9, 12, 19]. W przypadku konstrukcji budowlanych rozważa się najczęściej systemy o strukturze szeregowej (konstrukcje o jednym sposobie zniszczenia), równoległej lub mieszanej (konstrukcje o wielu możliwych sposobach zniszczenia), rzadziej jako systemy o strukturach dynamicznych (o zmiennej liczbie elementów i/lub zmiennej strukturze) lub systemy z zależnymi uszkodzeniami.

Prawdopodobieństwo zniszczenia (przekroczenia stanu granicznego) n elementowego systemu szeregowego $P_{f,sys}$ i jego aproksymację metodą FORM można zapisać w postaci:

$$P_{f,sys} = P\left\{\bigcup_{j=1}^n (g_j \leq 0)\right\}, \quad P_{f,sys} = 1 - \Phi_n[-\beta; \tilde{\rho}] \quad (8)$$

gdzie: $\Phi_n[\dots]$ to n wymiarowa dystrybuanta standaryzowanego rozkładu normalnego, β to $(1 \times n)$ wymiarowy wektor składowych wskaźnika niezawodności, $\tilde{\rho}$ to $(n \times n)$ -wymiarowa macierz korelacji, której elementami są $\rho_{j,k} = \sum_{i=1}^n \alpha_{ij} \alpha_{ik}$, α_{ij} to współczynniki cosinusy kierunkowe odpowiadające i -tej zmiennej losowej w j -tym warunku $g_j \leq 0$.

W przypadku n elementowego systemu równoległego prawdopodobieństwo zniszczenia (przekroczenia stanu granicznego) $P_{f,sys}$ i jego aproksymację metodą FORM można zapisać w postaci :

$$P_{f,sys} = P\left\{\bigcap_{j=1}^n (g_j \leq 0)\right\}, \quad P_{f,sys} = 1 - \Phi_n[-\beta; \tilde{\rho}] \quad (9)$$

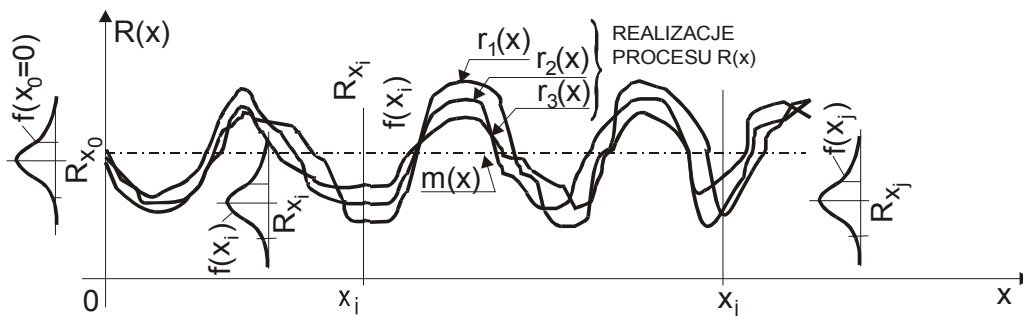
Prawdopodobieństwo zniszczenia n elementowego systemu mieszanego można obliczyć jako alternatywę koniunkcji:

$$P_{f,sys} = P\{\cup \cap (g_j \leq 0)\}, \quad P_{f,sys} = 1 - \Phi_n[-\beta; \tilde{\rho}] \quad (10)$$

Jeśli rozpatrywane zdarzenia $F_j = (g_j \leq 0)$ są skorelowane, niezawodność systemu szeregowego jest większa a równoległego mniejsza niż w przypadku braku korelacji. W tej sytuacji można znaleźć jedynie przedziałową, niezbyt dokładną ocenę wartości $P_{f,sys}$ [9, 19].

W deterministycznej mechanice budowli materiał, z którego wykonano konstrukcję jest traktowany jako ciągły zbiór punktów posiadających cechy materiałowe. Nośność konstrukcji jest w wielu sytuacjach funkcją czasu, na przykład wskutek procesów zużycia materiałów, zjawisk reologicznych, efektów dynamicznych, itp. Właściwości materiałowe w różnych punktach

konstrukcji i w czasie jej użytkowania zmieniają się w sposób ciągły. Uniwersalnym modelem probabilistyczny zachowania się konstrukcji pod obciążeniami i jej nośności z uwzględnieniem ciągłości materiału i/lub czasu, jest wielowymiarowy proces stochastyczny (Rys. 4).



Rys. 4. Graficzna ilustracja procesu losowego nośności.

Pełny probabilistyczny opis procesu losowego $R(x)$ daje dystrybuanta F_{x_1, x_2, \dots, x_n} wektora $(R_{x_1}, R_{x_2}, \dots, R_{x_n})$, gdzie n jest liczbą naturalną, a $x_1, x_2, \dots, x_n \in X$ są dowolnymi wartościami ze zbioru X . W zastosowaniach ten pełny opis jest zastępowany opisem uproszczonym, wykorzystującym odpowiednie dobrane charakterystyki funkcyjne, które przy wielokrotnym powtórzeniu eksperymentu obrazują średni przebieg procesu, rozrzut wartości przyjmowanych przez proces wokół wartości średniej, korelację wartości procesu i niekiedy inne cechy procesu. Niestety, możliwości wykorzystania tego modelu w praktyce projektowej są bardzo ograniczone, przede wszystkim z powodu braku odpowiednich danych statystycznych.

Półprobabilistyczna metoda stanów granicznych (poziomu I), pozwala na stosowanie deterministycznych procedur obliczeń statycznych i dynamicznych konstrukcji. Jest to oczywiście uproszczenie, ale poza przypadkami szczególnymi nie prowadzi do większych błędów, a znacznie ułatwia obliczenia. W obliczeniach nośności losowej konstrukcji lub elementów można rozróżnić trzy podstawowe sytuacje, związane z koncepcją podziału wariacji i odmianami jednorodności losowej konstrukcji: konstrukcje statystycznie jednorodne, konstrukcje probabilistycznie jednorodne, konstrukcje stochastycznie jednorodne. J. Murzewski podał trzy kategorie określające poszczególne odmiany jednorodności konstrukcji: matematyczne, mechaniczne i technologiczne [17]. Konstrukcje budowlane projektowane i/lub weryfikowane metodą współczynników częściowych należą do konstrukcji statystycznie jednorodnych. Populacją generalną jest w tym przypadku zbiór konstrukcji wykonanych według tego samego projektu, a doskonale jednorodnym elementem podstawowym jest jedna konstrukcja. Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe przeprowadza się według algorytmów i wzorów deterministycznych, podstawiając do nich statystycznie uzasadnione wartości zmiennych podstawowych. Do oszacowania losowych właściwości materiałów konstrukcyjnych miarodajny jest rozrzut średnich wartości cech tego samego gatunku materiału zbadany w różnych okresach wytwarzania (latach, sezonach, itp.) i w różnych wytwórniach.

5.2 Modele oddziaływań

Oddziaływanie zdefiniowano w Eurokodzie [4] jako: zbiór sił przyłożonych do konstrukcji (oddziaływanie bezpośrednie, obciążenia), lub zbiór wymuszonych odkształceń lub przyśpieszeń, spowodowanych np. zmianami temperatury, zmiennością wilgotności, różnicami osiadań lub trzęsieniem ziemi (oddziaływanie pośrednie).

Zdecydowana większość oddziaływań charakteryzuje się znaczną niepewnością. Formalnie,

modelami matematycznymi stosowanymi do opisu oddziaływań są zmienne losowe lub procesy losowe. W praktyce, liczne oddziaływania nie mają jednak dotąd dostatecznego uzasadnienia statystycznego i dlatego ich wartości reprezentatywne są ustalane na podstawie sprawdzonych w praktyce obserwacji.

Do najważniejszych atrybutów oddziaływań zalicza się: możliwość wystąpienia, intensywność, powtarzalność, czas działania, charakterystyki geometryczne (miejsce, kierunek, zwrot), zmienność (intensywności, charakterystyk geometrycznych), prędkość zmienności. Kompletny opis oddziaływań na budowlę wymaga znajomości ich historii w całym okresie użytkowania. Można je wyrazić jako funkcję czasu (opis jednoparametrowy), lub jako funkcję wielu parametrów (czasu, współrzędnych przestrzennych, temperatury, itp.). W opisie oddziaływań ważnym zagadnieniem jest istnienie i charakter zależności pomiędzy nimi.

W teorii oddziaływań rozważane są dwa podstawowe zagadnienia: (a) określenia wielkości poszczególnych, standardowych oddziaływań z założonym prawdopodobieństwem przekroczenia założonych wartości w określonym czasie, (b) kombinacji różnych oddziaływań, na podstawie określonej z żądanym prawdopodobieństwem możliwości ich równoczesnego wystąpienia o ekstremalnych wartościach w określonym czasie.

- Najbardziej ogólnym modelem oddziaływań jest ciągły model probabilistyczny, w postaci wielowymiarowego czasowo-przestrzennego procesu stochastycznego. Jednak taki ogólny i abstrakcyjny model ma ograniczone zastosowanie w praktyce i jest zastępowany prostymi, standardowymi modelami probabilistycznymi; dyskretnymi lub rzadziej ciągłymi. Celem takiego postępowania jest zastąpienie złożonego, trudnego do opisanego procesu oddziaływań na budowlę, prostymi precyzyjnie zdefiniowanymi oddziaływaniami o wartościach reprezentatywnych określonych na podstawie danych statystycznych.

- Modele dyskretnie opisują sekwencje sił o jednakowych lub różnych wartościach, które mogą być zdeterminowane lub losowe, podobnie jak odstępy lub/i przerwy w czasie ich działania. Do modeli dyskretnych zalicza się między innymi: (a) losowy ciąg jednakowych sił, który może być modelem oddziaływań żywiołowych o katastrofalnych skutkach (siły wywołane huraganowym wiatrem, pożarem, eksplozją, itp.), (b) model różnych sił losowych działających w równych odstępach czasu lub przestrzeni, który może być wykorzystany do opisu oddziaływań użytkowych i środowiskowych działających na konstrukcje (obciążenie stropów w budynkach, obciążenie dachów śniegiem, itp.), (c) Model Ferry-Borgesa i Castanheta oparty na koncepcji „przedziałów elementarnych” czasu trwania oddziaływania i rozkładzie wartości ekstremalnych I rodzaju (rozkład Gumbela dla wartości maksymalnych), który jest szeroko wykorzystywany w badaniach obciążeń grawitacyjnych, klimatycznych (śniegiem i wiatrem) i sejsmicznych, (d) model polegający na probabilistycznej prognozie obciążeń, który jest raczej procedurą wykorzystującą dyskretnie zbiory wyników obserwacji, na ogół bez przyjmowania konkretnego modelu, a której istota polega na ustaleniu maksymalnej wartości oddziaływania jaka wystąpi w okresie eksploatacji konstrukcji, na podstawie obserwacji obciążeń w krótszym okresie [9, 11, 12, 13, 17].

Określenie zmienności oddziaływań w czasie i prawdopodobieństwa jednoczesnego wystąpienia różnych wartości wielu oddziaływań w przewidywanym okresie użytkowania obiektu jest drugim podstawowym zadaniem teorii oddziaływań. W czasie użytkowania obiektu jego konstrukcja powinna bezpiecznie przenosić wypadkowe oddziaływanie F , będące sumą oddziaływań indywidualnych F_i . Zagadnienie kombinacji oddziaływań polega na określeniu możliwości równoczesnego wystąpienia, z założonym prawdopodobieństwem, różnych oddziaływań o ekstremalnych wartościach w określonym czasie. Prawdopodobieństwo zdarzenia polegającego na równoczesnym wystąpieniu wartości maksymalnych wszystkich oddziaływań na konstrukcję jest bliskie zera, dlatego nie mogą one być wprost sumowane. Ogólna zasada sumowania oddziaływań jest oczywista i bardzo prosta pod warunkiem, że znana jest dokładnie historia wszystkich składowych oddziaływań. Jest to jednak warunek bardzo trudny do spełnienia

przede wszystkim ze względu na zmiany charakterystyk większości oddziaływań w czasie gromadzenia dotyczących ich danych. Dodatkowo, oddziaływania wchodzące do kombinacji mogą być skorelowane, a poszczególne oddziaływania mogą wykazywać autokorelację, czyli zależność w czasie i przestrzeni. W praktyce, kombinacje oddziaływań zalecane w normach projektowania oparte są na bardzo uproszczonych zasadach, nawiązujących do modeli kombinacji Ferry-Borgesa i Castanheta oraz Turkstry [4, 9, 12, 14, 17].

6 ZARZĄDZANIE NIEZAWODNOŚCIĄ KONSTRUKCJI

Ogólnie, środki zarządzania jakością obejmują: określenie wymagań niezawodności, środki organizacyjne i środki kontrolne w stadium projektowania, wykonania i utrzymania. Mają one na celu eliminację lub ograniczenie możliwości zniszczenia konstrukcji wskutek poważnych (grubych) błędów i zapewnienie nośności i użyteczności przyjętych w projekcie. Procedury i środki zarządzania niezawodnością są tak sformułowane, aby umożliwić różnicowanie niezawodności konstrukcji i elementów. Wymaganą niezawodność odnoszącą się do nośności i użyteczności konstrukcji można osiągnąć przez odpowiednią kombinację środków [4, 20]:

- (a) obliczeniowych, w tym wartości zmiennych stanu i miary niezawodności;
- (b) dotyczących zapewnienia jakości wg ISO 9001 [21];
- (c) podejmowanych w celu ograniczenia błędów w obliczeniach, wykonaniu, eksploatacji konstrukcji i błędów ludzkich;
- (d) zapobiegawczych lub ochronnych, w tym przeciwpożarowych, zabezpieczeń anty-korozyjnych, itp.);
- (e) stopnia zwartości konstrukcji, trwałości, szczegółów konstrukcyjnych, itp.;
- (f) odpowiedniego wykonania i inspekcji utrzymania,
- (g) eliminacji lub ograniczenia możliwych przyczyn zniszczenia i ich konsekwencji.

Procedury i środki zarządzania niezawodnością powinny być tak sformułowane, aby umożliwić różnicowanie niezawodności konstrukcji i elementów. Jedną z możliwości różnicowania niezawodności jest podział elementów lub konstrukcji na następujące klasy konsekwencji [4]:

- klasa **CC3**; stosowana w przypadku wysokiego zagrożenia życia ludzi lub bardzo dużych konsekwencji ekonomicznych, społecznych i środowiskowych (np.: widownie, budynki monumentalne, zbiorniki na toksyczne ciecze);
- klasa **CC2**; stosowana w przypadku przeciętnego zagrożenia życia ludzi lub znacznych konsekwencji ekonomicznych, społecznych i środowiskowych (np.: większość budynków mieszkalnych, biurowych i użyteczności publicznej);
- klasa **CC1**; niskie zagrożenie życia ludzi lub małe albo nieznaczne konsekwencje społeczne, ekonomiczne i środowiskowe (np.: budynki gospodarcze i tymczasowe).

W powiązaniu z klasami konsekwencji w Eurokodzie, zdefiniowano również trzy klasy niezawodności **RC3**, **RC2** i **RC1**, które mogą służyć do różnicowania zalecanego poziomu niezawodności konstrukcji. Do środków organizacyjnych kontroli jakości należy również różnicowanie nadzoru przy projektowaniu i poziomów inspekcji w czasie wykonywania konstrukcji. W Eurokodzie przedstawiono propozycje określenia trzech poziomów nadzoru i inspekcji, związane z klasami niezawodności konstrukcji.

W odniesieniu do nadzoru przy projektowaniu zdefiniowano następujące poziomy [4]:

- **DSL3** (odniesiony do RC3), nadzór zaostrzony, sprawowany przez stronę trzecią;
- **DSL2** (odniesiony do RC2), nadzór normalny, sprawowany zgodnie z procedurami jednostki projektowej;
- **DSL1** (odniesiony do RC1), nadzór normalny, autokontrola.

W odniesieniu do inspekcji w czasie wykonania zdefiniowano następujące poziomy [4]:

- **IL3** (odniesiony do RC3), inspekcja zaostrzona, sprawowana przez stronę trzecią,

- **IL2** (odniesiony do RC2), inspekcja normalna, według procedur konkretnej jednostki wykonawczej;
- **IL1** (odniesiony do RC1), inspekcja normalna, autoinspekcja.

Poszczególne poziomy nadzoru i inspekcji mogą obejmować klasyfikację projektantów, weryfikatorów lub konsultantów, a także władz budowlanych w zależności od ich kompetencji, doświadczenia i sprawności organizacyjnej.

Zgodnie z postanowieniami norm ISO 9000 [22], środki zarządzania jakością i działania kontrolne powinny mieć charakter systemowy oraz powinny być wyszczególnione i określone dla każdego przedsięwzięcia budowlanego. We współczesnych normach wskazuje się na istotny wpływ przestrzegania środków zarządzania jakością na niezawodność konstrukcji, ale nie podano propozycji sposobów ilościowej oceny wpływu tych środków na niezawodność.

7 KALIBRACJA MIAR NIEZAWODNOŚCI

7.1 Kalibracja współczynników częściowych

Wartości miar niezawodności powinny być ustalone tak, aby zminimalizować zagrożenie życia i zdrowia ludzi przebywających w rozważanym obiekcie i otoczeniu oraz ekonomiczne, społeczne i ekologiczne straty spowodowane jego zniszczeniem. Podczas kalibracji miar niezawodności, a zwłaszcza porównywania i normalizacji różnych metod projektowania wykorzystuje się często trzy zasady [17]:

- afirmacji, polegającą na założeniu, że projektowanie według stosowanej w przeszłości metody dawało prawie zawsze wyniki bezpieczne;
- degradacji, polegającą na założeniu, że projektowanie według stosowanej w przeszłości metody dawało prawie zawsze wyniki niebezpieczne lub ryzykowne;
- optymalizacji, polegającą na założeniu, że projektowanie powinno prowadzić do zrównoważonego podziału ryzyka pomiędzy inwestorem i klientem (użytkownikiem).

We współczesnych normach [4, 20] uwzględniono trzy podstawowe sposoby kalibracji wartości liczbowych miar niezawodności:

- a) na podstawie doświadczeń z przeszłości i tradycji budowlanej;
- b) na podstawie statystycznej oceny wyników badań i obserwacji konstrukcji;
- c) uwzględniając oba wymienione wyżej sposoby.

Wartości miar niezawodności zalecane we współczesnych normach projektowania zostały określone głównie sposobem (a), chociaż w przypadku norm europejskich uwzględniono w pewnym zakresie wyniki analiz statystycznych [23]. Kalibrację wartości współczynników częściowych opiera się, według zaleceń Eurokodu [4] i normy ISO 2394 [20], na wykorzystaniu metody wskaźnika niezawodności β (uproszczonej metody probabilistycznej poziomu II). Zadanie sprowadza się do takiego doboru zestawu współczynników częściowych aby zachować docelową wartość β , którą dla stanów granicznych nośności uzależniono od klasy niezawodności konstrukcji i okresu odniesienia T_0 (Tab.2).

Tablica 2. Wartości docelowe β i odpowiadające im prawdopodobieństwa P_f przekroczenia stanów granicznych nośności (wg Eurkodu [4]).

Klasy niezawodności	β / P_f dla $T_0 = 1$ rok	β / P_f dla $T_0 = 50$ lat
RC3	5,2 / 9,96E-08	4,3 / 8,54E-06
RC2	4,7 / 1,30E-06	3,8 / 7,23E-05
RC1	4,2 / 1,33E-05	3,3 / 4,83E-04

Dla dowolnego okresu odniesienia, wartości docelową β można obliczyć według wzoru:

$$\beta(T_0 = n) = \{\Phi[\beta(T_0 = 1)]\}^n \quad (11)$$

Do obliczania wartości współczynników częściowych dla przyjętych wartości wskaźnika β stosuje się sposoby i procedury analogiczne do wykorzystywanych w analizie niezawodności metodami poziomu II (p. 4.3). Podstawowe wartości współczynników częściowych dla materiałów i oddziaływań zalecane w Eurokodach zestawiono w Tab. 3.

Tablica 3. Współczynniki częściowe dla obciążeń γ_f i γ_F oraz do wytrzymałości materiałów γ_m i γ_M według PN-EN 1991 do PN-EN 1997 (stany graniczne nośności ULS).

Norma	Zastosowanie współczynnika	efekt	
		niekorzystny	korzystny
PN-EN 1990 i 1991 (γ_F)	do oddziaływań stałych γ_G	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$
	do oddziaływań zmiennych γ_Q	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$
	do nośności podłoża gruntowego	$\gamma_G = 1,0$ $\gamma_Q = 1,3$	$\gamma_G = 1,0$ $\gamma_Q = 0$
	do siły sprężającej γ_P	$\gamma_P = 1,2$ lub $1,0$	$\gamma_P = 0,9$ lub $1,0$
PN-EN 1992 (γ_M)	do betonu γ_C	kombinacja podstawowa $\gamma_C = 1,4$	oddziaływań wyjątkowa $\gamma_C = 1,2$
	do zbrojenia γ_S	$\gamma_S = 1,15$	$\gamma_S = 1,0$
PN-EN 1993 (γ_M)	elementy stalowe klasy: 1, 2, 3 i 4 γ_{M0}	$\gamma_{M0} = 1,05$	
	sprawdzenie na wyboczenie γ_{M1}	$\gamma_{M1} = 1,0$	
	w przekroju przez otwory na śruby γ_{M2}	$\gamma_{M2} = 1,25$	
PN-EN 1994 (γ_M)	stany graniczne nośności ULS do stali konstrukcyjnej γ_a	kombinacja podstawowa $\gamma_a = 1,1$	oddziaływań wyjątkowa $\gamma_a = 1,0$
	do betonu γ_C	$\gamma_C = 1,4$	$\gamma_C = 1,2$
	do stali zbrojeniowej γ_S	$\gamma_S = 1,15$	$\gamma_S = 1,0$
	do blach fałdowych γ_{ap}	$\gamma_{ap} = 1,10$	$\gamma_{ap} = 1,10$
PN-EN 1995 (γ_M)	stany graniczne nośności ULS do drewna i pochodnych γ_M	kombinacja podstawowa $\gamma_M = 1,5$	oddziaływań wyjątkowa $\gamma_M = 1,3$
	do łączników stalowych γ_M	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,0$
		kategoria kontroli produkcji	
		A	B

PN-EN	do murów, gdy wykonanie γ_M :		
1996	- kategorii A	$\gamma_M = 2,0$	-
(γ_M)	- kategorii B	$\gamma_M = 2,3$	$\gamma_M = 2,5$
	- kategorii C	$\gamma_M = 3,5$	$\gamma_M = 3,5$

Do określenie wartości materiałowych współczynników częściowych γ_m lub weryfikacji ich wartości normowych można wykorzystać również metodę ustalania wartości obliczeniowych na podstawie badań doświadczalnych właściwości materiałów konstrukcyjnych [4, 24].

Wzory do obliczania wartości trzeciej grupy współczynników stosowanych w normowej metodzie częściowych współczynników, tzn. współczynników do kombinacji oddziaływań ψ_0, ψ_1, ψ_2 , zostały ustalone dla dwóch oddziaływań zmiennych po przyjęciu następujących założeń [4]:

- dwa oddziaływania występujące w kombinacji są od siebie niezależne;
- podstawowy okres odniesienia dla każdego oddziaływania jest stały $T_1 > T_2$;
- wartości oddziaływań w okresach T_1 i T_2 są stałe;
- intensywności oddziaływań w granicach podstawowych okresów są nieskorelowane;
- rozważane oddziaływania należą do procesów ergodycznych (uśrednianie wartości po czasie można zastąpić uśrednianiem po realizacjach).

Zalecane wartości współczynników do kombinacji, dla różnych kategorii budynków i innych konstrukcji oraz rodzajów oddziaływań zmiennych podano w Eurokodach.

7.2 Kalibracja miar niezawodności w metodach probabilistycznych

Należy podkreślić, że docelowe wartości wskaźnika niezawodności β rekomendowane w Eurokodzie [4], są wartościami umownymi a odpowiadające im prawdopodobieństwa P_f „zniszczenia” elementów lub konstrukcji są znacznie mniejsze od obserwowanych w praktyce. Wynika przede wszystkim z faktu, że zostały one określone na podstawie doświadczeń z przeszłości i tradycji budowlanej, z uwzględnieniem faktu, że przyczyną 85 ÷ 95% katastrof i poważnych awarii konstrukcji są czynniki świadomie lub nieświadomie pomijane w obliczeniach i analizie niezawodności, m.in. błędy i zaniedbania uczestników procesu budowlanego i użytkowników obiektów oraz nieprzewidywalne zdarzenia katastrofalne.

Już od wielu lat powszechny jest pogląd, że kalibrowanie docelowych wartości prawdopodobieństwa niezawodności P_s jest zagadnieniem optymalizacji. Początkowo kryterium optymalizacji dotyczyło jedynie minimalizacji oczekiwanego kosztu przedsięwzięcia budowlanego [17]. Sumaryczny koszt budowy i koszty związane ze zniszczeniem są porównywane z zyskami jakie przynosi eksploatacja obiektu. Obecnie wymaga się łącznego spełnienia kilku kryteriów, zwykle minimalizacji zagrożenia życia i zdrowia ludzi oraz minimalizacji kosztów ekonomicznych, społecznych i ekologicznych w całym cyklu życia konstrukcji. Bezpośrednie zależności pomiędzy dopuszczalną wartością $P_f = 1 - P_s$ a liczbą osób zagrożonych utratą życia oraz kryterium kosztów zniszczenia konstrukcji podano w normie ISO 2394 w postaci [20]:

$$P_{f1} = P_f(T_0 = 1 \text{ rok}) < AN^{-\alpha}, \quad C_{tot} = C_b + C_m + \sum P_f C_f = \min \quad (12)$$

gdzie: P_{f1} - prawdopodobieństwo zniszczenia konstrukcji w okresie roku, $A = 0,1$ lub $A = 0,01$ i $\alpha = 2$ - stałe, N - liczba osób zabitych lub poważnie rannych w wypadku zniszczenia

konstrukcji, C_{tot} , C_b , C_m , C_f - koszty, odpowiednio: całkowite, projektowania i budowy, utrzymania i wyburzenia oraz związane ze skutkami zniszczenia, obliczone dla pełnego „cyklu życia” konstrukcji.

W ostatnich latach coraz częściej optymalizację miar niezawodności konstrukcji odnosi się do ryzyka, które definiowane jest jako miara kombinacji (najczęściej suma iloczynów) prawdopodobieństw zdarzeń, które mogą spowodować zniszczenie konstrukcji i konsekwencji tych zdarzeń [25]:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} P(H_i) \sum_j^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} P(D_j|H_i) P(S_k|D_j) C(S_k) = \min \quad (13)$$

Gdzie: N_H to liczba zagrożeń, którym konstrukcja jest poddana, i które mogą spowodować jej uszkodzenie na N_D sposobów, przy czym zachowanie się uszkodzonej konstrukcji można zdyskretyzować w N_S niekorzystnych stanach S_k o konsekwencjach $C(S_k)$, $P(H_i)$ to prawdopodobieństwo wystąpienia i -tego zagrożenia, a $P(D_j|H_i)$ jest warunkowym prawdopodobieństwem j -tego stanu uszkodzenia powodującego i -te zagrożenie, natomiast $P(S_k|D_j)$ to warunkowe prawdopodobieństwo k -tego zachowania konstrukcji powodującego i -ty stan uszkodzenia.

Tak sformułowane zagadnienie kalibracji miar niezawodności opiera na koncepcji optymalnego wykorzystania zasobów. Kluczowym zagadnieniem jest w tym przypadku ilościowa ocena jakości i kosztów utraty życia i zdrowia ludzi. Wskaźniki jakości i statystycznej wartości życia, rozumianej jako społecznie akceptowany koszt likwidacji lub ograniczenia zagrożenia są stosowane w medycynie i ekonomii od ponad 50 lat. W latach pięćdziesiątych XX wieku Nathawani, Lind i Pandey [26] przedstawili propozycje wykorzystania wskaźnika jakości życia LQI (Life Quality Index) do optymalizacji probabilistycznych miar niezawodności w inżynierii lądowej. Od tego czasu pojawiło się kilka propozycji tego rodzaju wskaźników, wśród nich statystycznego wskaźnika społecznych kosztów utraty życia SVSL (Societal Value of Statistical Life), przedstawiona przez R. Rakwitz [27]. W obliczeniach wartości wskaźnika SVSL uwzględniono dwanaście parametrów statystycznych, z okresów obserwacji od kilkunastu do stu lat, między innymi: dochód narodowy na mieszkańca, wskaźnik śmiertelności naturalnej, przyrost naturalny, wzrost ekonomiczny, poziom konsumpcji indywidualnej, średnią długość życia, wskaźniki jakości życia, itd. Obliczone w roku 2004 wartości wskaźnika SVSL dla różnych państw mieszczą się w przedziale od 3,6 mln US\$ (Holandia) do 0,75 mln US\$ (Bułgaria). Dla Polski wartość wskaźnika SVSL oszacowano na 0,85 mln US\$.

Podejście do określania wartości miar niezawodności oparte na optymalizacji kosztów lub ryzyka budzi jednak liczne zastrzeżenia, przede wszystkim związane z szacowaniem kosztów życia i zdrowia ludzi, kosztów społecznych i ekologicznych oraz subiektywną naturą oceny zagrożeń w czasie przewidywanego użytkowania konstrukcji i w różnych środowiskach społecznych [28, 29]. W obecnej sytuacji najbardziej rozsądnym rozwiązaniem wydaje się sposób kalibracji na podstawie doświadczeń z przeszłości i tradycji budowlanej z uwzględnieniem wyników badań statystycznych i elementów optymalizacji ale z silnym akcentem na rozwój zintegrowanego zarządzania ryzykiem.

8 PODSUMOWANIE

Po ponad trzydziestu latach od wprowadzenia w Polsce norm projektowania opartych na półprobabilistycznej metodzie stanów granicznych, powszechnie akceptowany jest pogląd, że akceptacja niewielkiego ryzyka awarii i katastrofy każdej budowli jest nieunikniona

a podstawowe zmienne uwzględniane w procesie projektowania konstrukcji są z natury niepewne. Modele nośności, użyteczności i trwałości, stosowane do analizy i weryfikacji niezawodności konstrukcji uwzględniają *explicite* jedynie niepewności o charakterze parametrycznym i są modelami probabilistycznymi opartymi na wnioskowaniu statystycznym. Niepewności o charakterze systemowym, związane m.in.: ze zdarzeniami katastrofalnymi, błędami ludzi w procesie budowlanym, intuicją i wiedzą projektanta, doświadczeniami z przeszłości i tradycji budowlanej, nie podlegające probabilistycznym metodom opisu, kwantyfikacji i przetwarzania, są uwzględnione *implicite* w ramach zaleceń związanych z zarządzaniem niezawodnością i jakością.

Niezawodność konstrukcji budowlanych jest działem inżynierii niezawodności, korzystającej z pojęć, twierdzeń i procedur matematycznej teorii niezawodności. Ze względu na specyfikę obiektów budowlanych, pomimo wprowadzenia elementów probabilistycznej teorii niezawodności do norm projektowania już w latach siedemdziesiątych XX wieku i intensywnie prowadzonych badań, wiele zagadnień wymaga jeszcze rozwiązania, m.in. opracowanie: efektywnych i wiarygodnych procedur obliczeń niezawodności złożonych systemów konstrukcyjnych z uwzględnieniem wpływu korelacji zmiennych stanu i czasu, ulepszonych modeli oddziaływań i ich kombinacji, modeli zdarzeń katastrofalnych, metod i narzędzi zarządzania niezawodnością i jakością, procedur analizy ryzyka, profesjonalnych programów procedur aktualizacji danych statystycznych, komputerowych umożliwiających analizę i weryfikację niezawodności i projektowanie konstrukcji o losowych parametrach.

Ważnym zagadnieniem wymagającym pogłębionych analiz i wnikliwej weryfikacji jest kalibracja miar niezawodności związana z optymalizacją niezawodności. Metody oparte na tradycyjnym podejściu probabilistycznym budzą poważne zastrzeżenia. Ze względu na liczne systemowe niepewności o zdecydowanie nielosowym charakterze, najbardziej obiecujące wydaje się być podejście oparte na analizie ryzyka z uwzględnieniem doświadczeń z przeszłości i tradycji budowlanej oraz ilościowej ocenie zmiennych lingwistycznych za pomocą odpowiednich procedur wnioskowania przybliżonego.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Societe de Calcul Mathematique, SA.: Robust mathematical modeling. Research project, 2007 <http://perso.orange.fr/scmsa/robust.htm>.
- [2] Murawski R.: Współczesna filozofia matematyki. Wybór tekstów. PWN, W-wa 2002.
- [3] Blockley D.I.: The nature of structural design and safety. Wiley&Sons, New York, 1980.
- [4] PN-EN 1990. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, Warszawa, 2004.
- [5] Gajek L., Kałuszka M.: Wnioskowanie statystyczne. Modele i metody. WNT, Warszawa 1994.
- [6] Popper K.R.: The logic of scientific discovery. Hutchinson, London, 1977.
- [7] Zadeh L.A.: A theory of approximate reasoning. Machine Inteligence, Vol. 9. Halstead Press, New York 1979, s. 149-194.
- [8] Yager R.R., Filer D.P.: Podstawy modelowania i sterowania rozmytego. WNT, Warszawa 1995 (tłum. z wyd. ang.).
- [9] Nowak A.S., Collins K.R.: Reliability of Structures. Mc Grow-Hill Int. Edition, 2000.
- [10] IABSE Symposium: Structures and extreme events. Lisbon, Portugal, 2005, IABSE Report Vol. 90, 2005.
- [11] JCSS Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structural Safety, Zurich, 2001.
- [12] Wolinski Sz., Niezawodność konstrukcji budowlanych. Rozdział 4.11, Budownictwo Ogólne. T.3, Arkady, Warszawa 2008, s. 376-419.
- [13] CIB W81: Actions on structures. CIB Reports: 115, 116, 141, 166, 167, 193, 194, 195, CIB Rotterdam, 1996.
- [14] Standard ISO 2394 – 1998 (E). General principles on reliability for structures.

- [15] O'Connor P.D.: Practical reliability engineering. J. Wiley & Sons, Fourth Edition, New York, 2002.
- [16] Thoft-Christensen P.: On industrial application of structural reliability theory. Proceedings of the eight IFIP WG7.5 Working Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems, The Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA, 1998, pp.51-66.
- [17] Murzewski J.: Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Arkady, Warszawa, 1989.
- [18] Murzewski J.: A more fundamental reassessment of probabilistic design methods. Proceedings of the eight IFIP WG7.5 Working Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems, The Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA, 1998, pp.39-50.
- [19] Karadeniz H., Vrouwenvelder T.: Overview reliability methods. Report, SAFERELNET Task 5.1, TU-Delft The Netherlands, October 2003, pp.1-92.
- [20] ISO Standard 2394:1998. General principles on reliability for structures.
- [21] EN ISO Standard 9001:2000. Quality management systems – Requirements.
- [22] ISO 9000:2000. Quality systems.
- [23] Hietanen T.: Proposal for material safety factors CEN TC 250/S.C.2 – N 331 Draft background document for informative Annex A of EN 1992-1, Brussels, July 2001.
- [24] Woliński Sz.: O kryteriach kształtowania konstrukcji. Zeszyty Naukowe PR Budownictwo i Inżynieria Środowiska, ZN nr 1/2011, str. 399-408.
- [25] ISO Standard 13824:2009. Basis for design of structures - General principles on risk assessment of systems involving structures structures.
- [26] Nathwani J.S., Lind N.C., Pandey M.D.: Affordable safety by choice: the life quality method. Institute of Risk Research, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1997.
- [27] Rakwitz R.: Discounting for optimal and acceptable technical facilities involving risk. Journal Heron, No. 49(2), 2004, pp. 139-170.
- [28] Proske D., van Gelder P., Vrijling H.: Some remarks on perceived safety with regard to optimal safety of structure. Beton- und Stahlbetonbau. Vol. 103, April 2008, pp. 65-71.
- [29] Woliński Sz.: Risk based approach to service life assessment of constructions. In Sustainability of Constructions. Ed. L. Braganca, COST C25, TU Dresden, 2008, pp. 34-51.

PROBABILISTIC BASIS OF CONTEMPORARY DESIGN CODES

Summary

The paper describes some problems on design of building structures taking into consideration uncertainties involved in the building process. Two major categories of uncertainties, namely the parameter uncertainty which can be estimated using the probability theory and the system uncertainty which can be analyzed using approximate reasoning methods. The fundamental requirements concerning reliability, load bearing capacity and serviceability are analyzed by means of probabilistic methods, however, requirements connected with durability, reliability and quality management are considered in contemporary codes implicit. Basic assumptions, methods and procedures applied in probabilistic reliability analysis as well as probabilistic models of resistance and actions on structures and principles of code approach to reliability management are described and discussed. Calibration of probabilistic reliability measures for three levels of design codes (partial factors, reliability index and probability of failure) are briefly presented and discussed.

Jerzy ZIÓŁKO¹

Uniwersytet Technologiczno – Przyrodniczy w Bydgoszczy

DWA KOMENTARZE DO EUROKODU 3 (PN-EN 1993-1-1:2005 + AC:2006) DOTYCZĄCE ZAGADNIENIŃ PROJEKTOWYCH

STRESZCZENIE

W referacie skomentowano zagadnienia materiałowe omówione w rozdziale 3 Eurokodu 3 oraz zwrócono uwagę na brak w tej normie zaleceń dotyczących stężeń międzywiązarowych w dachach budynków o stalowej konstrukcji nośnej. Podkreślono merytorycznie dobre ujęcie w Eurokodzie 3 zagadnień materiałowych, a zwłaszcza doboru stali na konstrukcje budowlane z uwzględnieniem odporności na kruche pękanie oraz pękanie lamelarne. Zaproponowano drobne uzupełnienie punktu 3.2.5 – Tolerancje. W omawianym Eurokodzie nie ma zaleceń dotyczących stężeń międzywiązarowych w dachach budynków stalowych. Jest to istotna usterka, która zdaniem autora, powinna być poprawiona przy nowelizacji obecnej wersji Eurokodu. Przytoczone w referacie katastrofy budowlane potwierdzają słuszność tego postulatu.

Słowa kluczowe: Eurokod 3 część 1-1, stale konstrukcyjne, kratowe wiązary dachowe, stężenia międzywiązarowe.

1 WPROWADZENIE

Polscy inżynierowie od kilku lat są zaznajamiani z nowymi zasadami projektowania konstrukcji stalowych według norm europejskich – Eurokodów. Opublikowano na ten temat wiele artykułów, zwłaszcza w miesięcznikach „Inżynieria i Budownictwo” oraz „Builder” [1 ÷ 27] a także wydano parę książek [28 ÷ 33], niektóre z nich są bardzo obszerne np. praca J. Bródki i M. Broniewicza [30] liczy 537 stron, praca zbiorowa pod redakcją A. Kozłowskiego [31] ma 396 stron formatu A4 a praca zbiorowa pod kierunkiem M. Giżejowskiego i J. Ziółko [32] 1085 stron. Tak więc temat projektowania konstrukcji stalowych według Eurokodów ma już dość bogatą literaturę, ma obszerne komentarze, wyjaśnienia poszczególnych procedur obliczeniowych a także dobre przykłady obliczeniowe. Aby nie powtarzać fragmentów istniejących publikacji, a ponadto biorąc pod uwagę rozległość tematyki Eurokodu 3 w zestawieniu z zalecaną objętością referatu autor zdecydował się na skomentowanie tylko dwóch ważnych zagadnień, wybranych subiektywnie, ale niewątpliwie istotnych dla projektantów.

¹ jziolko@pg.gda.pl

Zagadnieniami tymi są:

- dobór stali na konstrukcje budowlane,
- stężenia międzywiązarowe w dachach o konstrukcji stalowej.

Na początek jednak formalne porównanie objętości poprzedniej normy polskiej PN-90/B-03200 liczącej 48 stron formatu A4 z tematycznie odpowiadającymi jej częściami Eurokodu 3 – są nimi:

Część 1-1	- Reguły ogólne i reguły dla budynków	- 110 stron
Część 1-5	- Blachownice	- 64 strony
Część 1-8	- Projektowanie węzłów	- 115 stron
Część 1-9	- Zmęczenie	- 34 strony
Część 1-10	- Dobór stali ze względu na odporność na kruche pękanie i ciągliwość międzywarstwowa	- 46 stron
	Razem	- 369 stron

Przy porównaniu objętości obu norm w obydwu przypadkach liczono liczbę stron zasadniczego tekstu i załączników. Stosunek objętości dawnej normy polskiej do Eurokodu 3 wynosi 1:7,68. Oczywiście objętość normy nie jest podstawowym kryterium oceny jej wartości, ale informuje jednak o stopniu trudności w posługiwaniu się nią. Należy dodać, że Eurokod 3 wielokrotnie odwołuje się do innych części Eurokodu lub do innych Eurokodów, a także norm szczegółowych, które są trudno dostępne w Polsce.

Nie ma jednak sensu rozwijać tematu trudności w posługiwaniu się Eurokodami gdyż nie ma od nich odwrotu – należy trudności te wliczyć w „koszty” związane z funkcjonowaniem Polski w Zjednoczonej Europie.

Eurokody powstały w wyniku wieloletniej współpracy licznych grup specjalistów z różnych krajów, przekazują więc użytkownikowi wielki ładunek wiedzy teoretycznej chociaż wiąże się to także z pewnymi mankamentami np. te same symbole mają w różnych częściach Eurokodów różne znaczenia. Ponadto merytoryczne podejście do tematu jest w Eurokodach dotyczących konstrukcji stalowych różne niż w dotychczasowych normach polskich. Zasadniczy nacisk położony jest na zagadnienia teoretyczne, które zdecydowanie dominują nad wskazówkami konstrukcyjnymi istotnymi dla projektantów. Również nie wszystkie analizy teoretyczne doprowadzone są do konkretnych konstrukcyjnych zaleceń. Takie podejście do tematu jest dobre dla wytrawnych projektantów, ale jest trudne dla projektantów o małym doświadczeniu, a tych w Polsce jest wielu. Zanik w ostatnich trzech dekadach dużych biur projektów spowodował brak „mistrzów” – kierowników zespołów, generalnych projektantów, sprawdzających i weryfikatorów, od których młodzi inżynierowie uczyli się w dużych biurach i stopniowo przyswajali sobie ich wiedzę. Obecnie w dość licznych „rodzinnych jednostkach projektowych” projektanci zdani są sami na siebie. Ci ambitni aby utrzymać się na rynku muszą korzystać z literatury technicznej, chociażby z tej zestawionej na końcu niniejszego referatu.

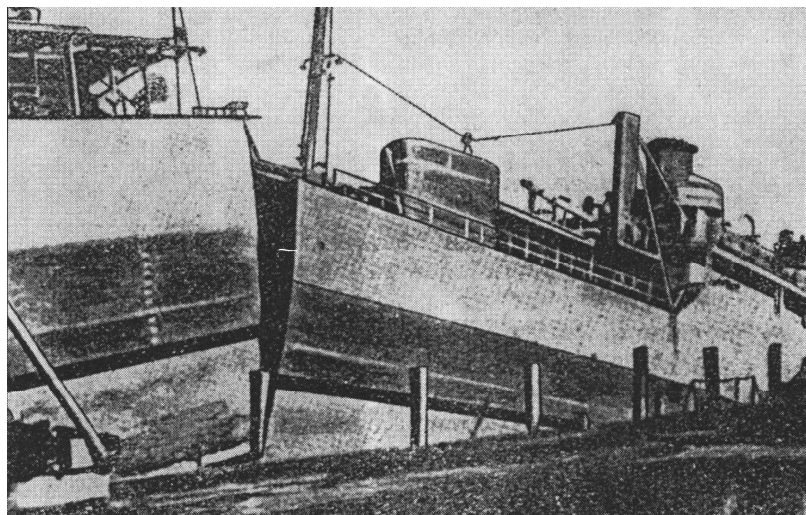
Kończąc to ogólne wprowadzenie należy wyrazić uznanie Autorom polskiej normy PN-90/B-03200, którzy w latach osiemdziesiątych ubiegłego wieku potrafili, na podstawie pierwszych wersji Eurokodów, wprowadzić do polskiej normy główne trendy występujące w przygotowywanej wówczas nowej normie europejskiej np. klasy przekrojów. Dzięki Autorom PN-90/B-03200 obecna wersja Eurokodu 3 jest dla nas łatwiejsza do przyjęcia.

2 DOBÓR STALI NA KONSTRUKCJE BUDOWLANE

Zagadnienia materiałowe są w Eurokodzie 3 lepiej ujęte niż w poprzedniej normie polskiej. Konstrukcje budowlane omawiane w Eurokodzie 3 Część 1-1 powinny być wykonywane ze stali o granicy plastyczności od 235 do 460 N/mm² (MPa), są to stale konstrukcyjne, niestopowe w różnych stanach dostawy: po normalizacji lub walcowaniu

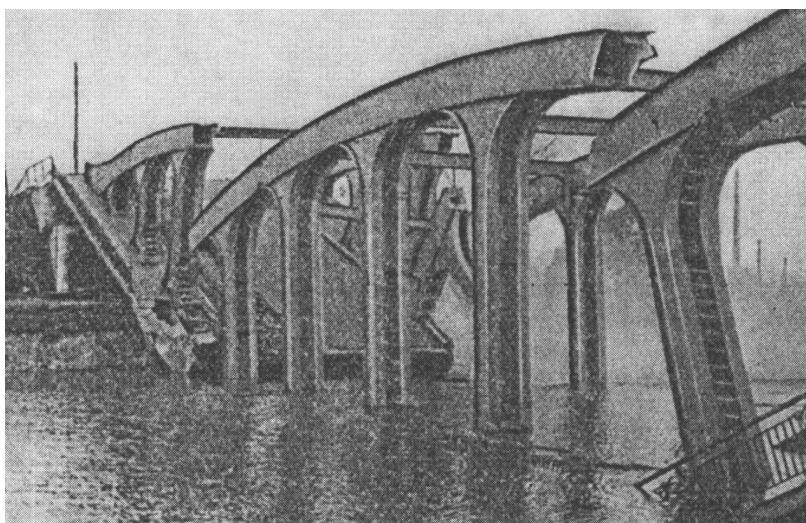
normalizacyjnym, walcowaniu termomechanicznym. W tym samym przedziale wartości granicy plastyczności mieszczą się stale trudno rdzewiejące i drobnoziarniste stosowane na kształtowniki zamknięte. Stale S235 i S355 mają identyczną granicę plastyczności jak poprzednio produkowane stale St3S i 18G2A, ale nie są ich odpowiednikami. Nowe stale są wyższej jakości. W Eurokodzie 3 wprowadzono dwa przedziały grubości wyrobów, w których zmienia się wartość granicy plastyczności jest to $t \leq 40$ mm oraz „t” większe od 40 mm i mniejsze od 80 mm. W PN-90/B-03200 były trzy podziały grubości, w których zmieniała się granica plastyczności. Dane techniczne o stalach o większej wytrzymałości i o granicy plastyczności od 500 do 700 N/mm² zawarte są w Eurokodzie PN-EN 1993-1-12.

W omawianym Eurokodzie po raz pierwszy w Polsce podano normowe wymagania mające zabezpieczyć konstrukcję stalową przed kruchym pękaniem, które jak samo jego określenie wskazuje przebiega bez makroskopowo widocznych odkształceń. Tym fenomenem zainteresowano się w latach czterdziestych ubiegłego wieku podczas II Wojny Światowej, gdy z wyprodukowanych w USA ponad 3000 statków dla konwojów po północnym Atlantyku ponad 250 uległo ciężkim uszkodzeniom, w tym 11 przełamało się (rys. 1) [34].



Rys. 1. Kadłub statku typu „Liberty” zniszczony w stoczni przez kruche pęknięcie [34]

Wcześniej, bo w końcu lat trzydziestych dwudziestego wieku w Niemczech i Belgii w wyniku kruchego pęknięcia zniszczonych zostało kilkanaście mostów. Jeden z nich pokazany jest na rys. 2.

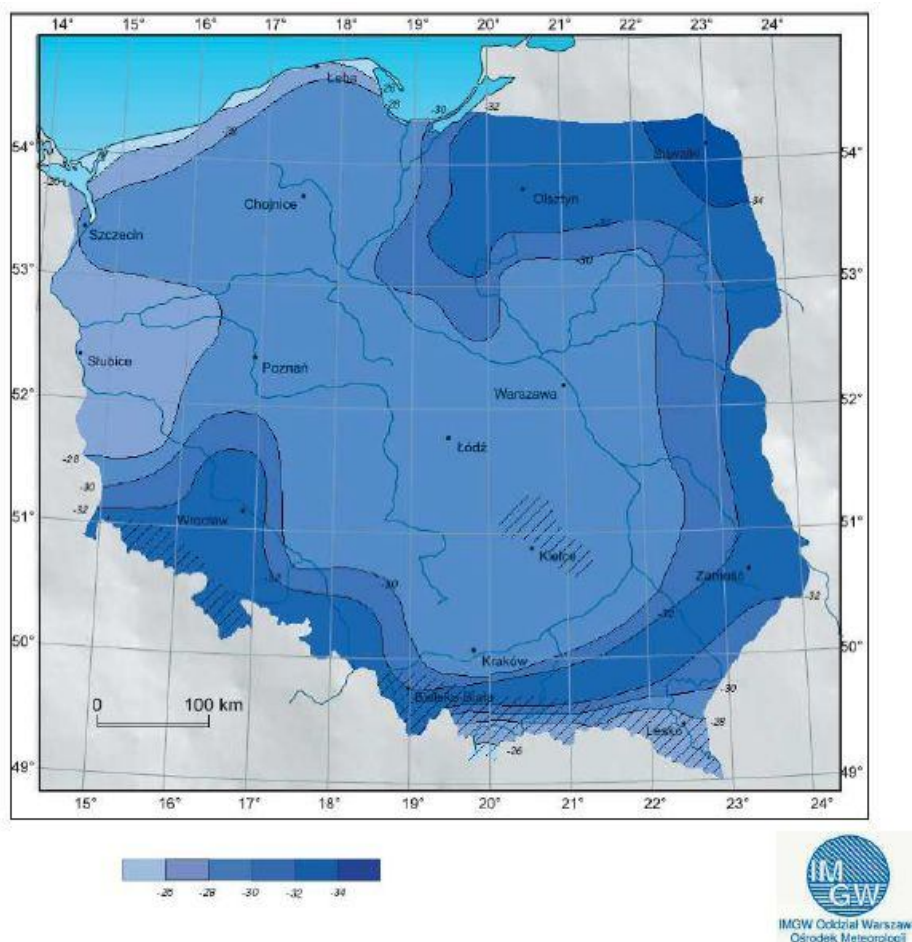


Rys. 2. Most w Belgii zniszczony w latach trzydziestych XX wieku przez kruche pęknięcie [34]

Obie te fotografie oddają groźbę tych katastrof, które zaczęły prześladować konstrukcje spawane wykonywane ze stali nieodpowiedniej, jakości mające ponadto wady rozwiązań konstrukcyjnych i wady spawalnicze. Dobrze więc, że Eurokod 3 Część 1-1 podaje następujące wymaganie – punkt 3.2.3 Udarność „Materiał powinien wykazywać wystarczającą udarność, aby uniknąć kruchego pęknięcia elementów rozciąganych przy najniższej temperaturze eksploatacyjnej w projektowanym okresie użytkowania konstrukcji”. Jest to wprawdzie wymaganie mało konkretne, ale uściślenie można znaleźć w PN-EN 1993-1-10, w którym określono dopuszczalną grubość elementów wykonanych z danej grupy jakościowej stali ze względu na kruche pęknięcie stosownie do takich warunków eksploatacji i parametrów jak:

- właściwości stali (granica plastyczności f_y i minimalna praca łamania KV w określonej temperaturze),
- charakterystyka części (kształt, koncentracja naprężeń, grubość wyrobu),
- sytuacje i parametry okolicznościowe (np. najniższa temperatura, szybkość przyrostu obciążenia i inne).

Najniższe temperatury ujemne na terenie Polski można znaleźć w Załączniku Krajowym do PN-EN 1991-1-5 (rys. 3).

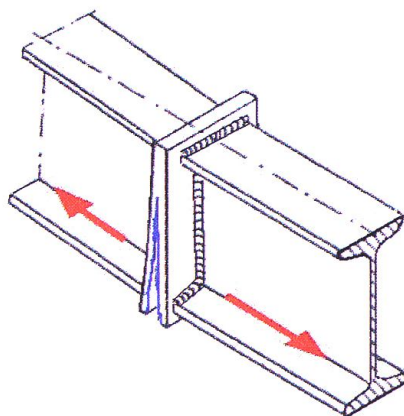


Rysunek NB.3 – Rozkład temperatury T_{min} na terenie Polski (rozkład typ I max, $p = 0.02$)

Rys. 3. Najniższe temperatury na terenie Polski według załącznika krajowego do PN-EN 1991-1-5

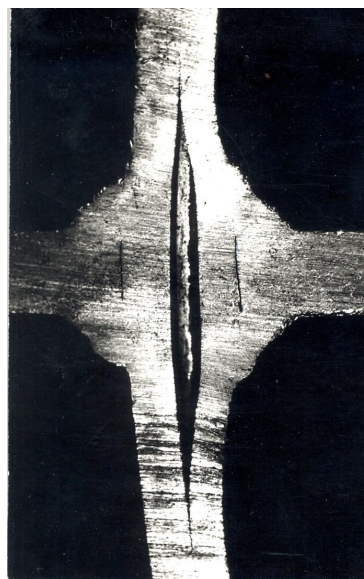
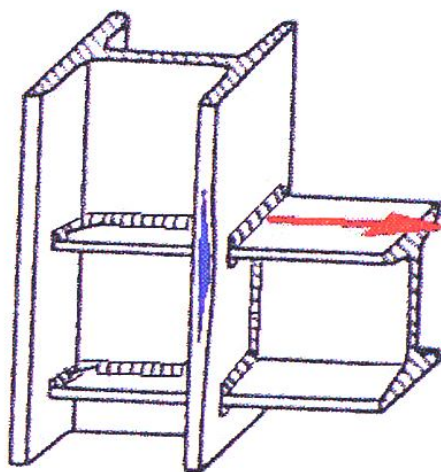
Nowym (w stosunku do PN-90/B-3200) wymaganiem w PN-EN 1993-1-10 jest ciągłość międzywarstwowa rozumiana jako zdolność do odkształceń plastycznych na wskroś grubości materiału. W punkcie 3.2.4 Eurokodu 1993 -1-1 zwrócono uwagę, że jest to

szczególnie ważne w połączeniach belek ze słupem oraz w połączeniach rozciąganych na wskroś grubości (rys. 4 i 5).



Rys. 4. Przykład pęknięcia lamelarnego w blaszce stykowej [28]

Jeżeli taki przypadek występuje to materiał musi dodatkowo spełniać warunek ciągłości międzywarstwowej. Należy ją obliczyć w zależności od spodziewanych sił skurczowych w kierunku grubości blachy, które mogą spowodować pęknięcie lamelarne. Wytyczne obliczeń i doboru parametrów ciągłości podane są w PN-EN 1993-1-10:2007. Jeżeli zgodnie z PN-EN 1993-1-1 wymagana jest stal o ulepszonej ciągłości międzywarstwowej, to wówczas należy stosować stal jakościową według PN-EN 10164:2005.



Rys. 5. Pęknięcie lamelarne pasa dwuteowego słupa w miejscu przyspawania wspornika: schemat i widok

Znacznie mniej udane jest w Eurokodzie ujęcie tolerancji wymiarów wyrobów walcowanych, które nie występowało w normie PN-90/B-03200. Cytuję odnośny punkt 3.2.5 z Eurokodu PN-EN 1993-1-1:

- „(1) Tolerancje wymiarów i masy dla kształtowników walcowanych na gorąco, konstrukcyjnych kształtowników rurowych oraz blach przyjmuje się według odpowiednich norm wyrobu, europejskich wytycznych ETAG lub aprobat technicznych ETA, chyba że w specyfikacji technicznej podano ostrzejsze wymagania.
- (2) Do elementów spawanych stosuje się tolerancje podane w EN 1090.
- (3) W obliczeniach konstrukcyjnych przyjmuje się wymiary nominalne”.

Jeżeli w obliczeniach przyjmuje się wymiary nominalne, co jest oczywiste to po co punkt (1)? Należałoby w punkcie (3) dodać, że tolerancje wyrobów hutniczych i tolerancje wykonania konstrukcji należy uwzględnić na rysunkach warsztatowych projektu. Doświadczeni projektanci wiedzą, że rysunki warsztatowe należy wykonywać z zachowaniem dwóch elementarnych zasad:

- należy wskazać wymiar bazowy, który decyduje o prawidłowym usytuowaniu projektowanego elementu w całości konstrukcji,
- należy nie zamykać ciągów wymiarowych wskazując wykonawcy konstrukcji kierunek, w którym należy „wytracić” niedokładności hutniczego wykonania kształtownika walcowanego.

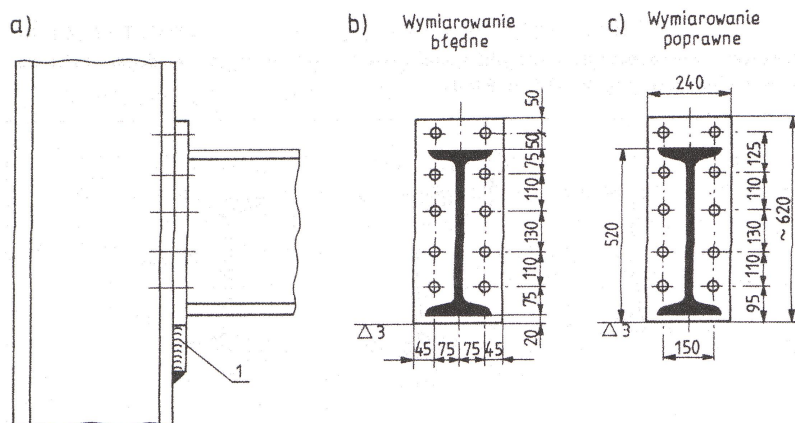
Normowe tolerancje hutnicze (według PN-EN 10034:1993) przytoczono przykładowo dla dwuteowników równoległościennych w poniższej tabelicy (tablica nr 1).

Tablica 1. Tolerancje hutnicze głównych wymiarów dwuteowników równoległościennych według EN 10034:1993 (wymiary w mm).

Wysokość dwuteownika h	Tolerancje wymiarów Δh	Szerokość stopek b	Tolerancje wymiarów Δb
$h \leq 180$	+3 / -2	$b \leq 110$	+4 / -1
$180 < h \leq 400$	+4 / -2	$110 < b \leq 210$	+4 / -2
$400 < h \leq 700$	+5 / -3	$210 < b \leq 325$	+4 / -4
$h > 700$	+5 / -5	$h > 325$	+6 / -5

Dla wykonawstwa konstrukcji stalowych różnica wysokości dwuteownika ± 5 mm nie jest wartością pomijalną.

Na rysunku 6 pokazano jak należy prawidłowo zwymiarować rysunek warsztatowy aby „wytracić” hutniczą tolerancję.

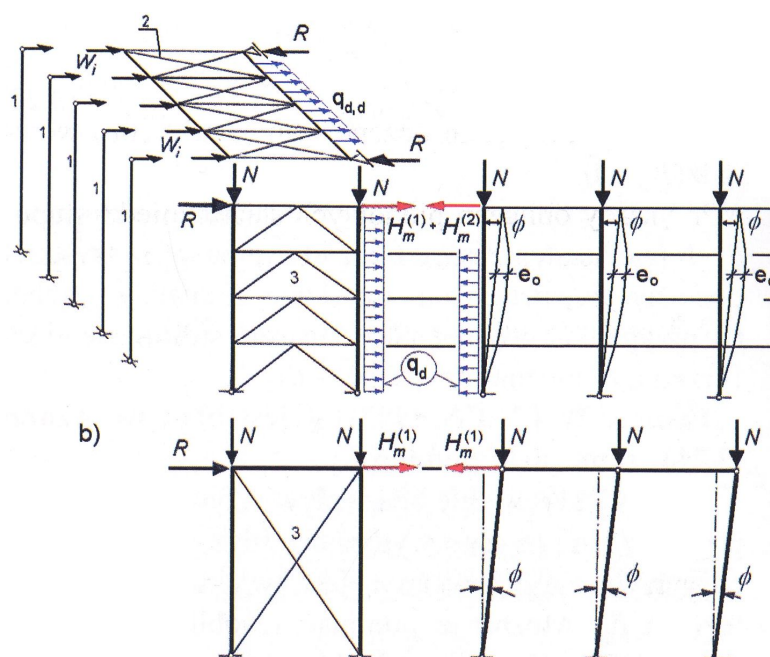


Rys. 6. Połączenie słupa z belką: a) schemat, b) błędnie wykonany rysunek warsztatowy blachy stykowej, c) rysunek wykonany poprawnie
1- płaskownik przyspawany do pasa słupa przenoszący pionową składową reakcję belki

Wymiarem bazowym (rys. 6c) jest wartość 520 mm – odległość górnej stopki dwuteownika od frezowanego styku blachy czołowej belki z klockiem podporowym przyspawanym do pasa słupa. Wysokość blachy czołowej (620 mm) ma drugorzędne znaczenie i dlatego wymiar poprzedzony jest wężykiem. Odległość pomiędzy otworami na śruby jest odniesiona do wymiaru bazowego a nie do stopek belki, gdyż w tym drugim przypadku tolerancja wysokości dwuteownika komplikowałaby wykonanie połączenia.

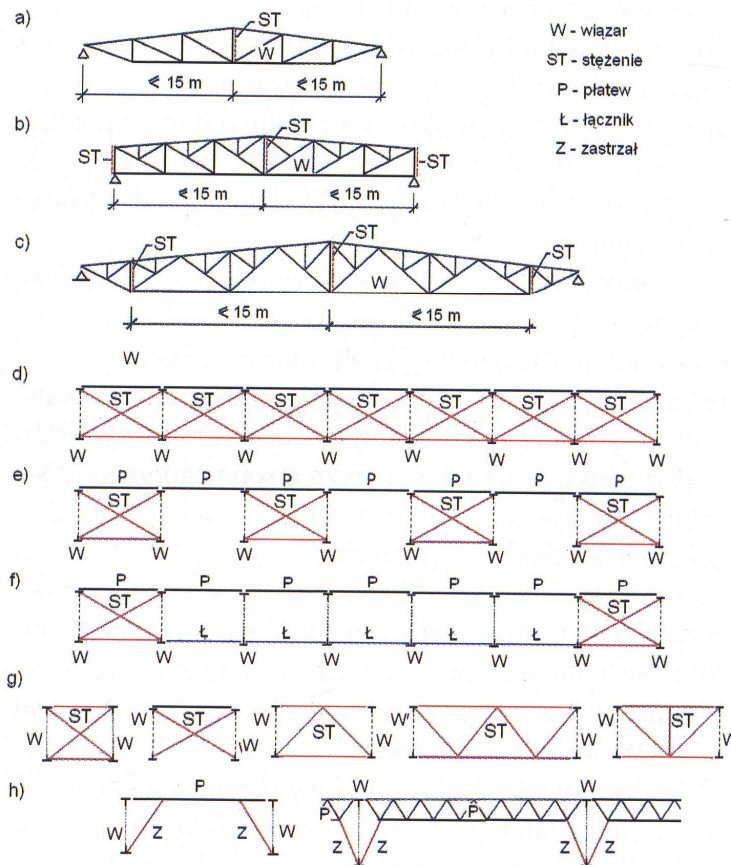
3 PIONOWE STĘŻENIA MIĘDZYWIĄZAROWE W DACHACH O KONSTRUKCJI STALOWEJ

Eurokod 3 zawiera rozdział dotyczący stateczności i zwichrzenia elementów pełnościennych, brak jest natomiast rozdziału poświęconego stateczności elementów kratowych. Jest to istotny mankament omawianej normy bowiem budynki stalowe, a zwłaszcza hale przemysłowe o konstrukcji stalowej są powszechnie realizowane w praktyce. Stalowe hale przemysłowe mają najczęściej konstrukcję nośną złożoną z ram usytuowanych poprzecznie do długości hali. Ramy składają się ze słupów z reguły utwierdzonych w fundamentach, a górą połączonych przegubowo z ryglami projektowanymi chętnie jako kratowe. Ponieważ hale często mają duże rozpiętości rzędu 36,0 m i więcej przegubowe połączenia kratowych rygli wykonuje się ze względu na łatwość montażu. Obiekt taki wymaga zespołu stężeń zarówno w dachu jak i w ścianach budynku aby obciążenia od wiatru a także poziome oddziaływania suwnic przekazać na fundamenty. Przy ścianach szczytowych projektuje się sztywne bloki złożone ze słupów, ścian, wiązarów dachowych oraz stężeń umieszczonych zarówno w ścianach jak i dachu (rys. 7).



Rys. 7. Schemat stężeń ścian i dachu przy ścianie szczytowej hali przemysłowej: 1 – słupy ściany szczytowej, 2 – połączenie stężenie poprzeczne, 3 – stężenie międzyśłupowe (ścienne) [28]

Stężenia w dachu składają się ze stężeń połciowych poprzecznych, połączeniowych podłużnych oraz pionowych stężeń międzywiązarowych. Stężenia połączeniowe poprzeczne wykonuje się przy ścianach szczytowych i dylatacjach oraz najczęściej co ósme pole między wiązarami, stężenia połączeniowe podłużne przy ścianach bocznych. Stężenia międzywiązarowe, których zadaniem jest zabezpieczenie kratownic dachowych przed skręcaniem, pochyleniem i wywróceniem zarówno podczas montażu jak i eksploatacji rozmieszcza się wzdłuż całej hali (według PN-90/B-03200 nie rzadziej niż co 15 m – rys. 8). Podkreślić należy, że kratownice dachowe, a zwłaszcza kratownice o dużej rozpiętości mają bardzo małą sztywność giętą oraz skrętną ze swej płaszczyzny, a w przypadku przegubowego połączenia ze słupami są one podatne na obrót wokół osi podłużnej. Wymienionym zagrożeniom powinny przeciwdziałać stężenia międzywiązarowe, odgrywają więc one istotną rolę dla bezpieczeństwa hali. Stężenia te można wykonywać w różny sposób (rys. 8).



Rys. 8. Zasady rozmieszczania i przykłady konstrukcji pionowych stężeń międzywiązarowych dachów kratownicowych: W – dźwigar kratowy, ST – stężenie międzywiązarowe, P – piatew, Z – zastrzał, Ł – łącznik [28]

Jak ważne są stężenia międzywiązarowe powinny przekonać fotografie z awarii dwóch dachów o stalowej konstrukcji nośnej.

Dach nad salą gimnastyczną budowanej szkoły zawalił się (rys. 9 i 10) pod obciążeniem śniegiem ze względu na ponad normowy opad śniegu a także błędy w wykonaniu wiązarów dachowych.



Rys. 9. Wiażar dachowy zniszczonej sali gimnastycznej, który połączony był ze ścianą szczytową tężnikiem międzywiązarowym



Rys. 10. Zniszczone pokrycie dachowe sali gimnastycznej z rysunku 9

Tężnik międzywiązary usytuowany w środku rozpiętości hali był odcinkowy – tylko przy ścianach szczytowych. Całą połąć dachowa runęła, utrzymały się tylko wiązary przy ścianach szczytowych, które były połączone ze ścianami tężnikiem pionowym w środku rozpiętości wiązara.

Wiata dachowa zawaliła się podczas budowy przy sztormowym wietrze o sile 9 stopni w skali Beauforta wiejącym prostopadle do ściany szczytowej. Z niewiadomych przyczyn kierownik budowy nie zmontował wcześniej stężeń kratowych pomiędzy słupami przy obu ścianach szczytowych, wykonał natomiast pionowy tężnik międzywiązary w środku rozpiętości wiaty. Po katastrofie bryła dachu leżała na terenie (rys. 11), słupy zawiasowo „złożyły się”, leżą na przedłużeniu dachu (patrz prawa strona fotografii). Wiązary wprawdzie wygięte na końcach pozostały pionowe – było to wynikiem zastosowania tężnika międzywiązowego.



Rys. 11. Wiata po katastrofie spowodowanej działaniem wiatru (z prawej strony leżące słupy ściany szczytowej, wiązary dachowe w pozycji pionowej)

Naprawa wiaty była stosunkowo tania, więzary odłączono od słupów i wymieniono tylko ich końcówki na długości do 1,0 m, środkowe części więzarów można było wyprostować (rys. 12).



Rys. 12. Zdeformowana końcówka więzara nieoderwana od głowicy słupa

W świetle powyższego pozostaje ponowić wniosek, aby przy najbliższej nowelizacji Eurokodu 3 uzupełnić go o rozdział dotyczący stężeń dachowych o konstrukcji nośnej kratowej.

Referat zakończę przytoczeniem sentencji mojego **Profesora dr inż. Władysława Boguckiego** – „Oszczędzajcie stal we wszystkich elementach konstrukcyjnych byleby nie na stężeniach. Konstrukcje walą się najczęściej nie w wyniku przekroczenia ich nośności, ale w wyniku utraty stateczności spowodowanej brakiem stężeń.”

PIŚMIENNICTWO

- [1] Biegus A.: Obciążenie śniegiem według PN-80/B-02010/Az1 oraz PN-EN 1991-1-3. *Builder*, nr 12/2006.
- [2] Biegus A., Mądry D.: Obliczanie stężeń hal stalowych według PN-EN 1993-1-1. *Konstrukcje Stalowe*, nr 1/2008, s. 34-37.
- [3] Biegus A.: Obliczanie nośności śrub według PN-EN 1993-1-8. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3/2008, s. 113-118.
- [4] Biegus A.: Nośność śrub według Eurokodu 3. *Builder*, nr 4/2008.
- [5] Biegus A.: Nadchodzi czas Eurokodów. *Builder*, nr 12/2008.
- [6] Biegus A.: Podstawy projektowania obiektów budowlanych wg PN-EN 1990:2004. *Builder*, nr 1/2009.
- [7] Biegus A.: Zgodnie z Eurokodem 3. Część 1: Materiały. *Builder*, nr 2/2009.
- [8] Biegus A.: Zgodnie z Eurokodem 3. Część 2: Analiza konstrukcji. *Builder*, nr 3/2009.
- [9] Biegus A.: Zgodnie z Eurokodem 3. Część 3: Obliczanie stężeń. *Builder*, nr 4/2009.
- [10] Biegus A.: Zgodnie z Eurokodem 3. Część 4: Wymiarowanie przekrojów. *Builder*, nr 5/2009.

- [11] Biegus A.: Zgodnie z Eurokodem 3. Część 6: Wymiarowanie elementów. Builder, nr 6/2009.
- [12] Biegus A.: Obliczanie spoin według Eurokodu 3. Builder, nr 11/2009.
- [13] Czechowski A.: Projektowanie konstrukcji stalowych wg Eurokodów. Zasady ogólne według PN-EN 1990 i PN-EN 1993-1-1. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2007.
- [14] Giżejowski M., Król P., Ślęczka L.: Projektowanie elementów rozciąganych i ściskanych osiowo według PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-5. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2008, s. 126-134.
- [15] Giżejowski M., Wierzbicki S., Kubiszyn W.: Projektowanie elementów zginanych według PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-5. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2008, s. 134-145.
- [16] Giżejowski M.: Współczesne budownictwo stalowe. Inżynieria i Budownictwo, nr 7/2008, s. 399-404.
- [17] Giżejowski M., Król P.: Projektowanie stalowych elementów rozciąganych, ściskanych i zginanych z uwagi na warunki pożarowe według PN-EN 1993-1-2. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2008, s. 485-495.
- [18] Giżejowski M., Barszcz A., Ślęczka L.: Projektowanie stężeń stalowych układów konstrukcyjnych według PN-EN 1993-1-1. Inżynieria i Budownictwo, nr 11/2008, s. 614-621.
- [19] Giżejowski M., Barszcz A., Ślęczka L.: Ogólne zasady projektowania stalowych układów ramowych według PN-EN 1993-1-1. Inżynieria i Budownictwo, nr 7/2009, s. 386-393.
- [20] Kozłowski A., Ślęczka L., Wierzbicki S.: Projektowanie połączeń spawanych wg PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-8. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2008, s. 119-125.
- [21] Kozłowski A., Stankiewicz B., Wojnar A.: Obliczanie elementów zginanych i ściskanych według PN-EN 1993-1-1. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2008, s. 477-484.
- [22] Kozłowski A., Pisarek Z., Wierzbicki S.: Projektowanie zakładkowych połączeń śrubowych według PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-8. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2008, s. 496-500.
- [23] Kozłowski A., Pisarek Z., Wierzbicki S.: Projektowanie doczołowych połączeń śrubowych według PN-EN 1993-1-1 i PN-EN 1993-1-8. Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2009, s. 193-204.
- [24] Pałkowski Sz., Wołosiuk K.: Obliczanie słupów stalowych według norm PN-90/B-03200 oraz PN-EN 1993-1-1. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2007.
- [25] Pałkowski Sz., Popiołek K.: Zwichrzenie belek stalowych w ujęciu PN-EN 1993-1-1. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2008, s. 299-302.
- [26] Kozłowski A., Pisarek Z., Wierzbicki S.: Metoda składnikowa określania według PN-EN 1993-1-8 strukturalnych właściwości spawanych węzłów ramowych konstrukcji stalowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/2010, s. 74-81.
- [27] Ślęczka L., Giżejowski M., Barszcz A.: Dobór stali ze względu na odporność na kruche pękanie i ciągliwość międzywarstwową według PN-EN 1993-1. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2010, s. 159-166.
- [28] Biegus A.: Eurokody. Projektowanie Konstrukcji Budowlanych według Eurokodów. Zeszyt 1. Podstawy projektowania konstrukcji. Oddziaływania na konstrukcje. Projektowanie konstrukcji stalowych. Zeszyty edukacyjne Buildera, styczeń 2011.
- [29] Bródka J., Broniewicz M.: Projektowanie konstrukcji stalowych zgodnie z Eurokodem 3-1-1 wraz z przykładami obliczeń. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej. Białystok, 2001.
- [30] Bródka J., Broniewicz M.: Projektowanie konstrukcji stalowych według Eurokodów. Materiały szkoleniowe. Polskie Wydawnictwo Techniczne. Rzeszów, 2010.

- [31] Konstrukcje stalowe. Przykłady obliczeń według PN-EN 1993-1. Część pierwsza. Wybrane elementy i połączenia. Praca zbiorowa pod redakcją Aleksandra Kozłowskiego. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów, 2009.
- [32] Budownictwo ogólne. Tom 5. Stalowe konstrukcje budynków. Projektowanie według eurokodów z przykładami obliczeń. Praca zbiorowa pod kierunkiem M. Giżejowskiego i J. Ziółko. Arkady. Warszawa, 2010.
- [33] Goczek J., Supeł Ł., Gajdzik M.: Eurokod 3-1-1, Eurokod 3-1-3, Eurokod 3-1-5, Eurokod 3-1-8. Przykłady obliczeń konstrukcji stalowych. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej. Łódź, 2010.
- [34] Ferenc K., Ferenc J.: Konstrukcje spawane. Połączenia. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne. Warszawa, 2003.

TWO COMMENTS TO EUROCODE 3 (PN-EN 1993-1-1:2005 + AC:2006) CONCERNING DESIGN PROBLEMS

Summary

In the paper material issues described in Eurocode 3, Part 1-1, Section 3 are commented and a lack of information regarding vertical bracings in steel roof structures is indicated. Proper formulation of material requirements is remarked, particularly the steel grade selection for building structures with respect to brittle and lamellar fracture. A small supplement to Section 3.2.5 - Tolerances is proposed. There is no recommendation connected with vertical roof bracings in the Eurocode 3, Part 1-1. This is important lack, which in the author opinion, should be taken into account during the present amendment of the Eurocode. The structural failures presented in the paper prove the importance of this factor.

Jerzy Antoni ŻURAŃSKI¹
Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa

ODDZIAŁYWANIA KLIMATYCZNE W NORMACH PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI

STRESZCZENIE

W artykule omówiono trzy normy oddziaływań klimatycznych na konstrukcje budowlane: obciążenie śniegiem, oddziaływanie wiatru i oddziaływania termiczne. Podano podstawowe ustalenia norm europejskich. Przedstawiono zasady probabilistycznego ujęcia podstawowych wielkości odniesienia, którymi są: obciążenie śniegiem gruntu, prędkość wiatru i temperatura powietrza. Omawiając normę oddziaływań wiatru przedstawiono podstawowe różnice między ujęciem działania wiatru w normie dotychczasowej i w normie europejskiej. Podano wartości charakterystyczne i mapy stref oddziaływań klimatycznych w polskich załącznikach krajowych. Omówiono najbliższe zamierzenia Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego dotyczące Eurokodów oddziaływań klimatycznych.

Słowa kluczowe: obciążenie śniegiem, oddziaływania wiatru, oddziaływania temperatury, normy, załączniki krajowe.

1 WSTĘP

Oddziaływania klimatyczne – obciążenie śniegiem, oddziaływanie wiatru, obciążenie oblodzeniem atmosferycznym i oddziaływanie temperatury należą do najważniejszych oddziaływań zmiennych, działających na konstrukcję. Zależą od wielu czynników, przez co są najtrudniejsze do racjonalnego ustalenia.

W zależności od rodzaju konstrukcji najważniejszą rolę odgrywa zwykle jedno z nich, albo dwa. W przypadku dachów jest to obciążenie śniegiem, a często także oddziaływanie wiatru, w przypadku smukłych konstrukcji wysokich, jak kominy, tylko oddziaływanie wiatru, a jeżeli są to konstrukcje kratowe lub cięgnowe to także ważne jest obciążenie oblodzeniem. Wpływu temperatury można uniknąć stosując dylatacje, nie zawsze jest to jednak możliwe.

Źródłem oddziaływań klimatycznych są zjawiska meteorologiczne: opad śniegu, wiatr, zawartość wody w powietrzu, temperatura powietrza, promieniowanie słoneczne. Aby wyznaczyć ostateczny efekt ich oddziaływania konieczne jest uwzględnienie wpływu samej konstrukcji, jej kształtu i odpowiedzi dynamicznej, jeżeli taka powstaje pod wpływem wiatru. W przypadku oddziaływania temperatury konieczne jest uwzględnienie pojemności cieplnej przegród i przewodności ciepła. Na oddziaływania klimatyczne wpływa także otoczenie

¹ Dr hab. inż., prof. nadzw. w ITB, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa

konstrukcji. W związku z tym ich modele obliczeniowe składają się z głównej wielkości odniesienia, zmierzonej w standardowych warunkach, jak ciężar pokrywy śnieżnej na gruncie lub prędkość wiatru, i z kilku współczynników. Wszystkie te wielkości mają charakter losowy, ich zmienność jest różna, zależna od rodzaju oddziaływania, także ich dotychczasowe rozpoznanie jest różne. Przykładem tego zróżnicowania może być oddziaływanie wiatru i obciążenie śniegiem. Dzięki rozwojowi doświadczalnej aerodynamiki lotniczej możliwe było stosunkowo wczesne rozpoczęcie badań modelowych właściwości aerodynamicznych konstrukcji budowlanych, natomiast znacznie później poddano analizie statystycznej i probabilistycznej lokalne prędkości wiatru. W przypadku obciążenia śniegiem było odwrotnie. Dzięki pomiarom ciężaru pokrywy śnieżnej, wykonywanym rutynowo przez wiele lat na stacjach meteorologicznych, łatwiejsze było wykorzystanie statystyki matematycznej i rachunku prawdopodobieństwa do analizy ciężaru pokrywy śnieżnej na gruncie, niż badanie, jaka ilość opadu śniegu lub śniegu z deszczem, gromadzi się na dachach.

2 PODSTAWOWE UJĘCIE PROBABILISTYCZNE ODDZIAŁYWAŃ KLIMATYCZNYCH

W miarę rozwoju mechaniki budowli i metod obliczania konstrukcji należało także dokładniej ustalać obciążenia działające na rozpatrywaną konstrukcję. W przypadku obciążeń stałych, ciężaru konstrukcji, było to proste, trudniej było wyznaczać wartości oddziaływań klimatycznych. Niewątpliwie korzystano z codziennych obserwacji, dzięki którym możliwe było stopniowe dochodzenie do wartości obciążeń szeroko akceptowanych. W drugiej połowie XIX wieku Maksymilian Thulie napisał o prędkości wiatru (w podobny sposób także o obciążeniu śniegiem) [1]: „...w naszych okolicach V rzadko kiedy bywa większe niż 30 m/s, którą to wartość przyjmujemy do obliczeń dachów...”. Można sądzić, że takie podejście było wówczas powszechne. Stąd już blisko do pojęcia dokładniejszego, chociaż wprowadzonego znacznie później, do *okresu powrotu*, albo *okresu powtarzalności*. Przez *okres powrotu* rozumie się średni przedział czasu T_r między kolejnymi przewyższeniami wybranej wartości. Definicja ta może się odwoływać do wartości charakterystycznej [2], np. obciążenia śniegiem s_k albo do procesu losowego [3].

Zakładając, że wartość s_k będzie tylko raz przewyższona w okresie T_r lat prawdopodobieństwo jej przewyższenia w dowolnym, pojedynczym roku (przyjmuje się tu rok jako jednostkowy okres obserwacji) można wyrazić jako

$$P_1(s > s_k) = \frac{1}{T_r} \quad (1)$$

Ponieważ

$$P_1(s > s_k) = 1 - P_1(s \leq s_k). \quad (2)$$

zatem prawdopodobieństwo, że wartość s_k nie będzie przekroczona w poszczególnym roku jest wyrażone w postaci

$$P_1(s \leq s_k) = 1 - \frac{1}{T_r}. \quad (3)$$

Przyjmuje się, że oddziaływania klimatyczne podane w normach powinny mieć okres powrotu $T_r = 50$ lat, zatem prawdopodobieństwo nieprzekroczenia wartości charakterystycznej w poszczególnym roku wynosi 0,98, a prawdopodobieństwo przekroczenia 0,02 [4].

W dłuższym przedziale czasu, np. T_0 lat, prawdopodobieństwo nie przekroczenia wartości s_k wynosi

$$p = P_N(s \leq s_k) = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{T_0}. \quad (4)$$

W przybliżeniu można napisać

$$p = P_N(s \leq s_k) \cong \exp\left(-\frac{T_0}{T_r}\right). \quad (5)$$

Różnice między wynikami obliczeń z wzorów (4) i (5) są tym mniejsze im większa wartość T_r i mniejsza T_0 . Dla $T_r > 50$ lat i $T_0 < 50$ lat różnice te są mniejsze niż 1%.

Ze wzoru tego wynika, że jeżeli $T_r = T_0$ to prawdopodobieństwo nie przekroczenia wartości s_k mającej okres powrotu 50 lat w całym okresie 50 lat użytkowania budowli wynosi tylko 0,368. Prawdopodobieństwo przynajmniej jednokrotnego przekroczenia wynosi zatem 0,632, jest więc bardzo duże.

Ze wzoru (5) można obliczyć T_r przy zadanych p i T_0 :

$$T_r = \frac{T_0}{\ln\left(\frac{1}{p}\right)}. \quad (6)$$

Przyjmując $T_0 = 50$ lat oraz $p = 0,95$, jak do obliczania wartości charakterystycznej innych obciążeń zmiennych, nie klimatycznych, otrzymuje się $T_r = 975$ lat.

Przedział czasu T_0 jest nazywany *okresem odniesienia*. Jest to okres, dla którego wyznacza się obciążenie [ECCM], może to być czas użytkowania budowli, czas jej wznoszenia lub inny przyjęty do rozważań, np. jeden rok.

Z powyższych obliczeń wynika, że akceptowane powszechnie prawdopodobieństwo przekroczenia wartości charakterystycznych oddziaływań klimatycznych, o okresie powrotu $T_r = 50$ lat, jest bardzo duże. Zmniejszają je stosunkowo duże wartości częściowego współczynnika bezpieczeństwa [5].

3 WYBÓR I ZASTOSOWANIE ROZKŁADU PRAWDOPODOBIENSTWA ODDZIAŁYWAŃ KLIMATYCH

Do ustalenia wartości charakterystycznej każdej z podstawowych wielkości odniesienia oddziaływań klimatycznych należy jej rozkład empiryczny aproksymować odpowiednim rozkładem prawdopodobieństwa. Rozkład empiryczny wyznacza się wykorzystując do tego celu zbiór maksymalnych rocznych wartości obciążenia śniegiem gruntu (wartości maksymalnych zimowych), prędkości wiatru i temperatury powietrza, rzadziej promieniowania słonecznego [6] i oblodzenia ze względu na niewielkie zasoby danych pomiarowych. Do aproksymacji wykorzystuje się różne typy rozkładów teoretycznych, zwykle jeden z trzech rozkładów wartości ekstremalnych Fishera – Tippeta (FT): Gumbela (FT I), Fréchet’a (FT II) lub Weibulla (FT III), a także rozkład lognormalny, który nie jest rozkładem wartości ekstremalnych, ale jest niekiedy stosowany do aproksymacji rozkładów empirycznych obciążenia śniegiem gruntu.

Najczęściej stosowany jest rozkład Gumbela [7], którego dystrybuanta jest przedstawiona wzorem:

$$F(x) = \exp\{-\exp[-\alpha(x-U)]\} \quad (7)$$

w którym: x – argument funkcji (zmienna losowa – wartość oddziaływania klimatycznego) ,
 U – wartość modalna
 α – współczynnik rozproszenia.

Po dwukrotnym zlogarytmowaniu wzoru (7) otrzymuje się równanie:

$$\ln[-\ln F(x)] = -\alpha(x-U) \quad (8)$$

które jest równaniem linii prostej w układzie współrzędnych siatki probabilistycznej Gumbela.

Wykres dystrybuanty empirycznej rozkładu Gumbela sporządza się podstawiając kolejno zmierzone wartości x_m , uporządkowane w rosnącym szeregu rozdzielczym według wzoru:

$$F(x_m) = \frac{m}{N+1} \quad (9)$$

w którym: m - kolejny numer wartości x_m (ranga) w rosnącym szeregu rozdzielczym,
 N - liczba danych pomiarowych (w próbie).

Parametry rozkładu można wyznaczyć kilkoma metodami [Mono], za najlepszą uważa się metodę największej wiarygodności [8].

Mając parametry rozkładu można z równania (8) wyznaczyć prognozowaną wartość oddziaływania, np. obciążenia śniegiem gruntu s_T w funkcji okresu powrotu T_r uwzględniając zależność (3)

$$P_1(s \leq s_T) = F(s_T) = 1 - \frac{1}{T_r} \quad (10)$$

Podstawiając (10) do (8) otrzymuje się:

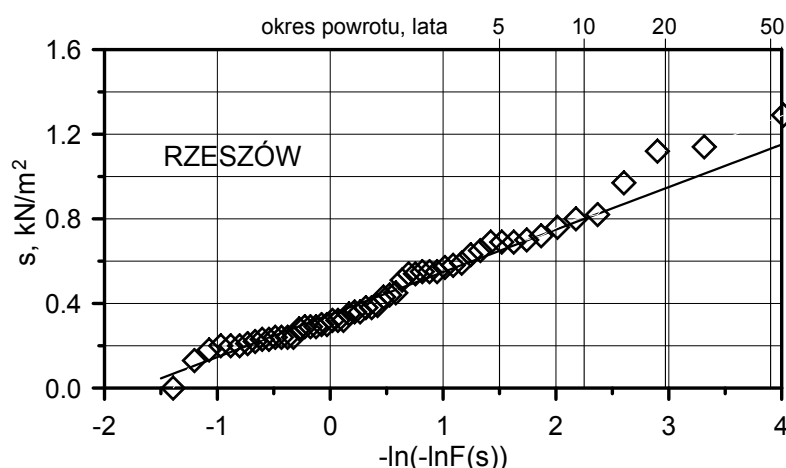
$$s_T = U_1 - \frac{1}{\alpha_1} \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right] \quad (11)$$

Dla $T_r > 10$ lat można z wystarczającą dokładnością napisać

$$s_T = U_1 + \frac{1}{\alpha_1} \ln T_r \quad (12)$$

W powyższych wzorach (11) i (12) parametry rozkładu opatrzone indeksem 1, aby zaznaczyć, że pochodzą z jednorocznych okresów obserwacji.

Przykład zastosowania rozkładu Gumbela do wyznaczania wartości charakterystycznych obciążenia śniegiem gruntu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Obciążenie śniegiem gruntu, wartości maksymalne zimowe z lat 1950/1951 – 2009/2010 na siatce probabilistycznej Gumbela.

Parametry rozkładu wyznaczono metodą największej wiarygodności: $U_1 = 0,347 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_1 = 4,977 \text{ 1/(kN/m}^2)$. Zwracają uwagę cztery wartości nieco przewyższające prostą dopasowanego rozkładu, które jednak należy zaliczyć do tej samej populacji [8].

Stosując rozkład Gumbela, wyznaczono wartości charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu [9], prędkości wiatru [10] i temperatury powietrza [12] do załączników krajowych Eurokodu 1.

4 OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM

W obecnych modelach obliczeniowych obciążenie śniegiem dachu jest traktowane jako funkcja ciężaru pokrywy śnieżnej na gruncie, nazywanego *obciążeniem śniegiem gruntu*, który jest główną wielkością odniesienia, i kilku parametrów w postaci bezwymiarowych współczynników. Ich liczba zależy od szczegółowości podejścia autorów modeli obciążenia lub norm oraz od zakresu dostępnych danych pomiarowych. Niekiedy dodaje się do tak określonego obciążenia dodatkowe obciążenie od deszczu, który mógłby spaść na śnieg.

Najczęściej stosowanym modelem obciążenia śniegiem dachu jest model multiplikatywny, przyjęty w normie europejskiej [4] i w innych normach. Wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu s jest w nim przedstawiona w postaci wyrażenia

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (13)$$

w którym: μ_i – współczynnik kształtu dachu,

C_e – współczynnik ekspozycji,

C_t – współczynnik termiczny,

s_k – wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu, kN/m^2 .

Współczynnik kształtu dachu μ_i jest głównym współczynnikiem przejścia między obciążeniem śniegiem gruntu, a obciążeniem dachu. Wartości współczynnika kształtu określają wpływ kształtu dachu, różnych jego form, na rozkład śniegu na nim.

Za pomocą współczynnika ekspozycji C_e uwzględnia się ogólny wpływ wiatru na gromadzenie się śniegu na dachu. W normie europejskiej podano trzy wartości współczynnika ekspozycji: $C_e = 1,0$ w przypadku budynków znajdujących się w „normalnych” warunkach wiatrowych, $C_e = 0,8$ w przypadku budynków znajdujących się na terenie wystawionym na działanie stosunkowo silnego wiatru, $C_e = 1,2$ zaś w przypadku budynków osłoniętych przed działaniem wiatru.

Za pomocą współczynnika termicznego o wartościach $C_t < 1,0$ można uwzględnić wpływ przenikania ciepła przez dach na zmniejszenie obciążenia śniegiem. Zakłada się, że przy stosowanej obecnie izolacji cieplnej dachów współczynnik C_t jest równy jedności; jego zmniejszenie dotyczy przede wszystkim szklarni. W normie europejskiej nie podano jak określić wartości C_t , odpowiednie wzory są jednak podane w normie ISO [13] i z niej skorzystano przygotowując załącznik krajowy do PN-EN [4].

Podstawowe układy obciążenia śniegiem dachów i wartości współczynnika kształtu w normie europejskiej zostały wzięte z pierwszej normy ISO z 1980 roku. Schematy i wartości wzięte z tej normy były podane w dotychczasowej normie polskiej [14]. W normie europejskiej zostały one nieco zmienione i wzbogacone.

Przyjmując zatem $C_e = 1,0$ i $C_t = 1,0$ otrzymuje się model obciążenia śniegiem taki jak w poprzedniej normie polskiej, a także w dawnych normach.

Wzór (13) przedstawia obciążenie śniegiem dachu w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej. W normie przewidziano jeszcze trzy sytuacje wyjątkowe: 1) wyjątkowe opady i brak wyjątkowych zamieci, 2) brak wyjątkowych opadów, lecz wyjątkowe zamiecie i 3) wyjątkowe opady i wyjątkowe zamiecie.

W przypadku sytuacji, w której występują wyjątkowe opady wartość obliczeniową obciążenia dachu oblicza się z wzoru (13) mnożąc s_k przez współczynnik wyjątkowego obciążenia śniegiem C_{esl} .

W normie zaleca się przyjmowanie $C_{esl} = 2,0$. Wartość ta wynika stąd, iż w niektórych krajach o klimacie morskim (Francja, Włochy, Niemcy) wyjątkowo duże obciążenie śniegiem gruntu, występujące co jakiś czas, przewyższa nawet dwukrotnie prognozowane wartości s_k . W załączniku krajowym do polskiego Eurokodu nie podano wyjątkowego obciążenia śniegiem, bowiem maksymalne wartości zmierzone w latach 1951 – 2000 nie przekraczają dwukrotnie wartości prognozowanych (z wyjątkiem trzech stacji).

Sytuacje, w których występują wyjątkowe zasy przyjęto w normie polskiej aby wzbogacić informacje o układach obciążenia śniegiem.

Ze względu na istniejącą w każdym kraju sieć stacji meteorologicznych wykonujących regularne pomiary grubości i ciężaru pokrywy śnieżnej na gruncie ta zmienna losowa jest poddawana analizie probabilistycznej. Współczynniki kształtu dachu, współczynnik ekspozycji i współczynnik termiczny były określane na podstawie stosunkowo dość skąpych danych doświadczalnych, albo jako wartości średnie albo jako arbitralnie ustalone wartości lub funkcje kąta spadku dachu, ograniczające od góry wartości wynikające z posiadanych danych pomiarowych. Obciążenie śniegiem gruntu jest więc podstawową wielkością odniesienia w analizie obciążenia śniegiem dachu. Pozostałe wielkości mają jedynie charakter współczynników konwersji.

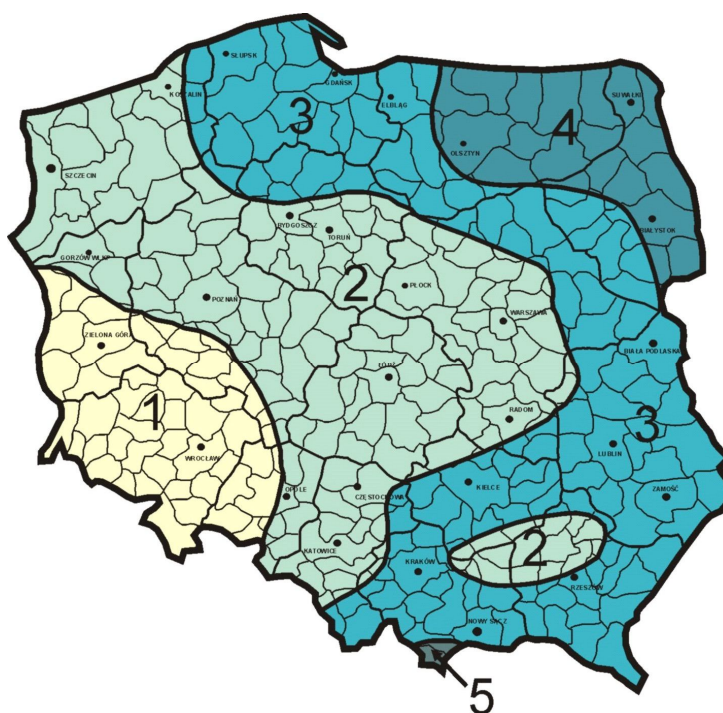
Wszystkie wymienione współczynniki powinny być traktowane jako zmienne losowe, trudno jednakże ocenić ich rozkłady i parametry rozkładów. Przyjmuje się pewne założenia (np.[15]) lecz, jak można sądzić, są one oparte bardziej na teoretycznych rozważaniach niż wynikach pomiarów. Mimo badań, prowadzonych od połowy lat pięćdziesiątych XX w., przede wszystkim w Kanadzie, USA, Norwegii i b. ZSRR, baza źródłowa jest nadal niezbyt bogata, a pewne wartości są przyjmowane dość arbitralnie jako średnie lub ograniczające od góry zakres zmienności. Przykładem mogą być wartości współczynnika kształtu dachu w prostym przypadku dachu dwuspadkowego. Według Eurokodu [4] jeżeli $\alpha \leq 30^\circ$ to $\mu_1 = 0,8$, natomiast w normie rosyjskiej podano $\mu_1 = 1,0$ [16].

Przyjmuje się zwykle kilka układów obciążenia śniegiem, jakie mogą wystąpić. Pierwszym jest zawsze obciążenie równomierne, jeżeli $\alpha_1 = \alpha_2$ to na całym dachu jest taka sama wartość obciążenia. Dwa układy dodatkowe wynikają z rozważanego wpływu wiatru, który może zmniejszyć o połowę obciążenie jednej połaci. Ponieważ wiatr może wiać z dwóch przeciwnych kierunków to zmniejszenie to może wystąpić przemienne na obu

połaciach. W poprzedniej normie podano zwiększenie obciążenia na jednej połaci, w obecnej takiej możliwości się nie rozpatruje.

We wszystkich normach przyjmuje się „płaskie” układy obciążenia, to znaczy nie rozpatruje się zmienności obciążenia śniegiem wzdłuż połaci dachowych, a jedynie w przekrojach prostopadłych do krawędzi dachu i kalenicy. Jest to znaczne uproszczenie, wiatr może bowiem powodować różny rozkład śniegu na dachu. Nie dotyczy to oczywiście kopuł, na których z natury rzeczy rozkład śniegu nie może być traktowany jako „płaski”.

W normach europejskich dopuszcza się stosowanie załączników krajowych. W przypadku oddziaływań klimatycznych zawierają one przede wszystkim podstawowe wielkości odniesienia, zależne od klimatu danego kraju. W polskim załączniku krajowym podano mapę stref obciążenia (rys. 2) oraz wartości charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu w poszczególnych strefach (tabl. 1). Do wysokości 300 m npm podano stałe wartości charakterystyczne obciążenia śniegiem. W Sudetach i w Karpatach zależą one liniowo od wysokości nad poziomem morza, a w Tatrach wykładniczo [9]. Podane wartości mają okres powrotu 50 lat, na przeważającym obszarze Polski przewyższają znacznie wartości dotychczasowe, od ok. 30 do ok. 70% [17], które były kilkakrotnie zmniejszane w latach 1945 – 1964. Przyjęto, że podane wartości są średnimi w poszczególnych strefach, a graniczące ze sobą wartości strefowe różnią się o około 30%.



Rys. 2. Mapa stref obciążenia śniegiem gruntu w Polsce [4]

Tablica 1. Wartości charakterystyczne obciążenia śniegiem gruntu w Polsce [4]

Strefa	$s_k, \text{kN/m}^2$
1	$0,007A - 1,4; \quad s_k \geq 0,70$
2	0,9
3	$0,006A - 0,6; \quad s_k \geq 1,2$
4	1,6
5	$0,93 \exp(0,00134A); \quad s_k \geq 2,0$
UWAGA: A = Wysokość nad poziomem morza (m)	

5 ODDZIAŁYWANIA WIATRU

Obciążenie wiatrem, jako oddziaływanie przepływającego powietrza na budowlę lub konstrukcję, zależy od wielu czynników, które można połączyć w pięć grup, powiązanych ze sobą jak ogniwa łańcucha, jak to ujął *A.G.Davenport*. Są to: a) warunki klimatyczne, b) warunki terenowe, c) odpowiedź aerodynamiczna, d) odpowiedź mechaniczna i d) kryteria projektowania.

Oddziaływania wiatru na konstrukcje budowlane można podzielić na takie, które konstrukcja powinna przenieść w przewidywanym czasie użytkowania, i takie, którym można zapobiegać przez jej odpowiednie ukształtowanie. Do pierwszej grupy należy obciążenie wiatrem porywistym, którego nie da się uniknąć, do drugiej wszystkie zjawiska niestateczności aeroelastycznej, którym można zapobiegać, lub których intensywność można ograniczyć do akceptowanego poziomu. Służą do tego różne zabiegi konstrukcyjne, poczynając od zmiany kształtu lub wprowadzenie elementów wpływających na przepływ powietrza, aktywne lub pasywne sterowanie albo zwiększenia tłumienia drgań.

W pewnym stopniu można także ograniczyć skutki oddziaływania wiatru porywistego, przede wszystkim zwiększając tłumienie drgań.

Projektując konstrukcję należy wyznaczyć obliczeniowe obciążenie wiatrem, które powinna ona przenieść w całym, przewidywanym czasie użytkowania. Wartość tego obciążenia zależy od czynników fizycznych, które przedstawiono powyżej, a także od decyzji co do poziomu niezawodności konstrukcji. Wymienione czynniki fizyczne, prędkość wiatru, jej profil, intensywność turbulencji i jej skale, a także właściwości aerodynamiczne, dynamiczne i aeroelastyczne konstrukcji są albo losowymi funkcjami czasu i przestrzeni albo przynajmniej zmiennymi losowymi. Obciążenie wiatrem jest więc wielowymiarowym procesem stochastycznym.

Zgodnie z powyższym wartość obliczeniową obciążenia wiatrem można przedstawić w postaci

$$w = \frac{1}{2} \rho \cdot V_k^2 \cdot C_{\text{exp}} \cdot C_p \cdot C_{\text{dyn}} \cdot \gamma_f \quad (14)$$

gdzie: ρ - gęstość powietrza, kg/m^3 ,
 V_k - wartość charakterystyczna prędkości wiatru, m/s, średnia 10-minutowa,
 C_{exp} - współczynnik ekspozycji (współczynnik wpływu terenu i wysokości nad nim na ciśnienie prędkości wiatru),
 C_p - współczynnik aerodynamiczny (tu współczynnik ciśnienia),
 C_{dyn} - współczynnik dynamiczny (współczynnik działania porywów wiatru),
 γ_f - współczynnik częściowy (częściowy współczynnik bezpieczeństwa).

W takiej postaci, chociaż w nieco innym zapisie symboli, jest przedstawione obciążenie wiatrem w dotychczasowej normie polskiej [18].

W normie europejskiej jest ono ujęte nieco inaczej. Wzór (14) służący do obliczania ciśnienia działającego na przegrody budynków został sprowadzony do iloczynu dwóch wielkości jednak jedna z nich jest przedstawiona za pomocą rozbudowanego wyrażenia, które musi zawierać wszystko to, co zostało zredukowane z wzoru (14).

W normie europejskiej [19] wyróżniono obciążenia działające na przegrody budynków oraz na konstrukcję nośną jako całość. Rozróżnia się ponadto obciążenie powierzchni zewnętrznych i wewnętrznych.

Ciśnienie wiatru działające na powierzchnie zewnętrzne przedstawia wzór

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (15)$$

a na powierzchni wewnętrzne wzór

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (16)$$

Obciążenie siłą skupioną jest przedstawione za pomocą wzoru

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (17)$$

We wzorach tych: $q_p(z_e)$ - wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru do obliczeń ciśnienia zewnętrznego i obciążenia skupionego,

$q_p(z_i)$ - wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru do obliczeń ciśnienia wewnętrznego,

c_{pe} - współczynnik ciśnienia zewnętrznego,

c_{pi} - współczynnik ciśnienia wewnętrznego,

c_f - współczynnik siły aerodynamicznej, np. oporu aerodynamicznego,

$c_s c_d$ - współczynnik konstrukcyjny,

z_e - wysokość odniesienia do obliczeń ciśnienia zewnętrznego,

z_i - wysokość odniesienia do obliczeń ciśnienia wewnętrznego,

A_{ref} - powierzchnia odniesienia do obliczeń siły skupionej.

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości we wzorach (15) – (17) jest wyrażona wzorem:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (18)$$

w którym: $v_m(z)$ jest wartością średnią prędkości wiatru.

Jest ona zdefiniowana jako iloczyn wartości bazowej v_b i dwóch współczynników: współczynnika chropowatości $c_r(z)$ oraz współczynnika rzeźby terenu (orografii) $c_o(z)$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (19)$$

Za pomocą współczynnika chropowatości uwzględnia się zależność prędkości wiatru od rodzaju terenu i wysokości nad nim; za pomocą współczynnika rzeźby terenu uwzględnia się wpływ skarp lub pojedynczych wzniesień na prędkość wiatru.

Bazowa prędkość wiatru v_b jest określona jako wartość podstawowa prędkości bazowej z uwzględnieniem kierunku wiatru i pory roku, jeżeli jest to wymagane. Jest ona zatem iloczynem wartości podstawowej bazowej prędkości wiatru, $v_{b,0}$, oraz współczynnika kierunkowego c_{dir} i współczynnika sezonowego c_{season}

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (20)$$

Za pomocą pierwszego współczynnika uwzględnia się kierunek wiatru, drugi zaś stosuje się do obliczeń konstrukcji tymczasowych albo znajdujących się w stadium budowy, jeżeli w obliczeniach można uwzględnić porę roku (miesiąc). Zaleca się stosowanie wartości $c_{season} = 1,0$; wartość ta może być zmieniona w Załączniku krajowym.

Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru, $v_{b,0}$, jest wartością charakterystyczną, średnią 10. minutową, niezależną od kierunku wiatru i pory roku, na wysokości 10 m nad

poziomem gruntu, w otwartym terenie wiejskim o niskiej roślinności, jak trawa, i o pojedynczych przeszkodach oddalonych od siebie przynajmniej na odległość ich 20 wysokości. Jest to teren oznaczony w normie europejskiej jako teren kategorii II, określany w skrócie jako otwarty, rolniczy, według dotychczasowej normy polskiej jest to teren A, a wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru ma cechy wartości charakterystycznej wg normy polskiej. Teren kategorii II jest podstawowym terenem odniesienia.

Zgodnie z wzorem (18) współczynnik ekspozycji według normy europejskiej [20] jest przedstawiony w postaci

$$c_e(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot [c_r(z) \cdot c_o(z)]^2 \quad (21)$$

Współczynnik konstrukcyjny, występujący we wzorze (17) jest iloczynem współczynnika rozmiarów konstrukcji, wyrażonego wzorem

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (22)$$

oraz współczynnika dynamicznego, wyrażonego wzorem

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \sqrt{B^2}} \quad (23)$$

We wzorach (22) i (23) wysokością odniesienia jest z_s . W przypadku konstrukcji pionowych o wysokości h , jak np. budynki lub kominy, należy przyjmować $z_s = 0,6h$, w przypadku konstrukcji poziomych, jak łączniki lub tablice należy przyjmować z_s jako odległość połowy ich wysokości od poziomego terenu.

Licznik wzoru (20) na współczynnik dynamiczny ma postać analogiczną do postaci wzoru na współczynnik działania porywów wiatru β w dotychczasowej normie polskiej. Wyrażenia B^2 i R^2 ujmują poza rezonansową (background – B) i rezonansową (R) część odpowiedzi konstrukcji, analogicznie do współczynników k_b i k_r . W normie europejskiej są one jednak bardziej szczegółowo wyznaczane.

Intensywność turbulencji $I_v(z_s)$ jest tu wyniesiona przed pierwiastek. Ponieważ we wzorze na ciśnienie prędkości suma średniej prędkości wiatru i wartości fluktuacyjnej jest podniesiona do kwadratu to po przeniesieniu kwadratu wartości średniej przed nawias i pominięciu trzeciego członu w nawiasie jako małego pozostaje współczynnik $2 \cdot k_p$. Przeliczając średnią 10 minutową wartość prędkości wiatru na wartość szczytową, która jest wartością chwilową (z założenia średnią z 1 – 3 sekund), przyjmuje się $k_p = 3,5$. Oznacza to bardzo małe prawdopodobieństwo przewyższenia wartości szczytowej w jednej, dziesięciominutowej realizacji prędkości wiatru.

Stąd wynika współczynnik liczbowy 7 we wzorach (18) oraz (21) – (23). Wyznaczając odpowiedź dynamiczną oblicza się współczynnik wartości szczytowej k_p z tego samego wzoru, z którego oblicza się współczynnik ψ według normy polskiej. Zwykle uzyskuje się $3,2 < \psi \leq 4$.

Intensywność turbulencji jest stosunkiem średniego odchylenia standardowego składowych fluktuacyjnych prędkości wiatru σ_v do wartości średniej 10 minutowej $v_m(z)$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_t}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (24)$$

Jeżeli $c_o(z) = 1,0$, jak dla terenu płaskiego, oraz $k_t = 1,0$ zgodnie z zaleceniem normy, to intensywność turbulencji przedstawia wzór

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln(z/z_0)}, \quad (25)$$

w którym z_0 jest wysokością chropowatości.

Współczynnik chropowatości terenu jest wyrażony wzorem

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (26)$$

w którym

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (27)$$

gdzie: $z_{0,II}$ - parametr (wysokość) chropowatości terenu kategorii II.

Zastosowanie terenów kategorii III i IV jest ograniczone przez wymagany promień zabudowy lub zadrzewienia, pod wiatr, w kierunku, z którego prędkość wiatru ma być brana pod uwagę. W Załączniku A do normy [19] podano w tablicach odpowiednie warunki. Na przykład, aby budynek o wysokości 50 m, zlokalizowany na terenie kategorii III, mógł być rozpatrywany jako znajdujący się na takim terenie, teren ten musi się rozciągać na odległość 30 km od rozpatrywanego budynku pod wiatr. W przypadku terenu IV, miejskiego, budynek o wysokości 15 m musi być otoczony przez zabudowę miejską w promieniu 20 km. Są to wymagania bardzo ostrożne, nie spotykane w innych normach, oprócz brytyjskiej. Jednakże dopuszczono podanie innych warunków załączniku krajowym, dzięki temu w polskim załączniku krajowym podano, że promień zabudowy otaczającej rozpatrywany budynek musi być nie mniejszy niż $30h$, gdzie h – wysokość budynku, aby warunki odpowiadające tej zabudowie mogły być brane do obliczeń.

Norma europejska różni się od norm dotychczasowych kilkoma zasadniczymi ujęciami oddziaływania wiatru na konstrukcje. Są to:

- przyjęcie, jako podstawowej wartości odniesienia chwilowej, szczytowej prędkości wiatru – mimo przyjęcia do analiz probabilistycznych wartości średnich 10.minutowych,
- zastosowanie logarytmicznego profilu prędkości wiatru,
- zróżnicowanie wartości współczynnika ciśnienia zewnętrznego od wielkości rozpatrywanych elementów,
- włączenie do normy obciążenia wiatrem mostów (z wyjątkiem mostów wiszących i podwieszonych).

Wartość szczytową (chwilową) ciśnienia prędkości stosuje się zarówno do obliczeń ciśnienia wywieranego na ściany i dachy jak i na całą konstrukcję nośną budowli. Jednakże w tym drugim przypadku zmniejsza się wartość szczytową za pomocą współczynnika rozmiarów c_s , uwzględniającego brak korelacji wartości chwilowych na obszarze całej

budowli, a zwiększa, za pomocą współczynnika dynamicznego c_d , ze względu na właściwości dynamiczne budowli.

W normie podano warunki, których spełnienie zwalnia z obowiązku obliczania współczynnika konstrukcyjnego. Można przyjmować $c_s c_d = 1,0$ w obliczeniach:

- budynków, jeżeli ich wysokość jest mniejsza niż 15 m,
- elementów ścian osłonowych i dachu o częstotliwości drgań własnych $n > 5$ Hz,
- budynków ramowych o wysokości do 100 m, jeżeli ich wymiar w kierunku średniej prędkości wiatru jest 4 razy większy niż wysokość,
- kominów o przekroju kołowym, wysokości $h < 60$ m, jeżeli $h < 6,5d$, gdzie d jest średnicą komina.

W normie europejskiej podano 5 kategorii terenu. Oprócz trzech, II, III i IV, których opisy odpowiadają rodzajom terenu A, B i C wg normy polskiej [18], podano dwie dodatkowe: I – brzeg jeziora i 0 – brzeg morski.

W normie podano wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego i wewnętrznego, dla budynków, w tym dla zewnętrznych ścian dwupowłokowych, wypadkowego ciśnienia netto działającego na wiaty (różnicy algebraicznej współczynników ciśnienia na górnej i dolnej powierzchni wiaty) oraz dla konstrukcji kulistych i walcowych. Podano także współczynniki sił aerodynamicznych działających na konstrukcje smukłe, na mosty i na elementy konstrukcyjne (kształtowniki).

Współczynniki ciśnienia zewnętrznego c_{pe} budynków i ich części zależą od rozmiarów obciążonej powierzchni o polu A , które jest obszarem konstrukcji zbierającym obciążenie wiatrem z obliczanej sekcji. Współczynniki ciśnienia zewnętrznego są podane w tablicach dla $A = 1 \text{ m}^2$ i 10 m^2 , stosownie do konfiguracji budynków, odpowiednio jako współczynniki lokalne $c_{pe,1}$ i globalne $c_{pe,10}$.

W normie podano szczegółowo potraktowane współczynniki ciśnienia zewnętrznego dla dachów płaskich, jedno i dwuspadowych, wielospadowych, łukowych i dla kopuł. Podano wartości współczynnika ciśnienia wewnętrznego oraz sposoby wyznaczania obciążenia wiatrem ścian i dachów dwupowłokowych. Podano współczynniki ciśnienia dla wiat, ścian wolnostojących, ogrodzeń i tablic. Podano także współczynniki obciążenia stycznego. W normie podano także współczynniki ciśnienia netto dla ścian i ogrodzeń oraz dla attyk.

Szczegółowo zostały przedstawione współczynniki oporu aerodynamicznego elementów konstrukcyjnych, podano zasady uwzględniania ich smukłości aerodynamicznej (wpływu swobodnego końca). Podano szczegółowe zależności współczynnika oporu aerodynamicznego konstrukcji kratowych od ich rozwiązań konstrukcyjnych (według normy niemieckiej). Tradycyjnie, jak w innych normach, podano obciążenie wiatrem flag.

Na szczególną uwagę zasługuje współczynnik oporu aerodynamicznego walca kołowego, ze względu na jego zastosowanie w obliczeniach kominów, zwłaszcza stalowych. Podano jego szczegółowe zależności od chropowatości powierzchni walca oraz od liczby Reynoldsa, według normy niemieckiej. W zależności od przyjęcia przez projektanta stanu powierzchni zewnętrznej komina jego współczynnik oporu aerodynamicznego może się znacznie zmieniać.

Całkowicie nowe są podane w normie zasady ustalania obciążenia wiatrem mostów (z wyjątkiem mostów podwieszonych i wiszących, nie ujętych w normie). Dotychczas obciążenie to było podawane w sposób bardzo uproszczony. Były to zwykle dwie wartości ciśnienia prędkości, jedna dla mostu obciążonego ruchem, druga dla nieobciążonego, wywodzące się jeszcze z czasów po katastrofie Tay Bridge w Szkocji w 1879 roku. Obecnie, obciążenie wiatrem mostów, przedstawione w Eurokodzie, jest potraktowane tak samo jak innych konstrukcji. Są podane wzory na obciążenie skierowane zgodnie ze średnim kierunkiem wiatru i prostopadle do niego, a także wzdłuż i w poprzek osi mostu. Podano szereg wartości współczynnika oporu aerodynamicznego, w zależności od kształtu przekroju

poprzedniego pomostu i rodzaju balustrad, a także wartości współczynnika siły nośnej, skierowanej ku górze.

Do normy dołączono 5 załączników, w których przedstawiono:

- w Załączniku A: wpływ terenu – ilustracje kategorii terenu, zasady kwalifikacji terenu wokół rozpatrywanej budowli i jego zasięg (rozbieg), a także wpływ rzeźby terenu (pojedynczych wzgórz i skarp).
- w Załącznikach B i C: dwie procedury obliczania współczynnika konstrukcyjnego.
- w Załączniku D: wykresy współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d$ dla kilku rodzajów konstrukcji, w zależności od ich rozwiązania konstrukcyjnego i głównych wymiarów. Obliczenia wykonano jednak dla prędkości bazowej $v_b = 28$ m/s, która w naszych warunkach klimatycznych praktycznie nie występuje.
- w Załączniku E: różne formy niestateczności aeroelastycznej, w tym dwa sposoby obliczania amplitudy drgań konstrukcji smukłych, wywołanych wzbudzeniem wirowym.
- w Załączniku F: uproszczone metody wyznaczania charakterystyk dynamicznych konstrukcji, a także wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia.

Obszerną część normy, jako załącznik E, stanowią informacje dotyczące zagadnień aeroelastyczności. Podano podstawowe informacje dotyczące wirowego wzbudzenia drgań konstrukcji smukłych i dwa sposoby obliczania amplitudy tych drgań. Przedstawiono zagadnienia galopowania klasycznego i galopowania interferencyjnego dwóch lub kilku walców wolno stojących, a także rezonans wirowy walców pionowych ustawionych w rzędzie lub w grupie.

Podano, jakie warunki powinna spełniać projektowana konstrukcja, aby nie była narażona na drgania typu galopowania i flatteru, a także na wystąpienie zjawiska dywergencji skrętnej. Te dwa ostatnie zjawiska dotyczą przede wszystkim konstrukcji płaskich, mostów i dużych, wolnostojących tablic.

Jako rozszerzenie obliczeń współczynnika konstrukcyjnego, w załącznikach B i C podano wzory na obliczanie przemieszczeń i przyspieszeń konstrukcji pionowej w czasie użytkowania, poddanej obciążeniu porywami wiatru, potrzebne do oceny stanu użytkowalności. Podano także metodę oceny liczby cykli obciążenia porywami wiatru do obliczeń zmęczenia.

W ostatnim Załączniku F podano proste, uproszczone wzory na obliczanie częstotliwości podstawowych drgań własnych kilku rodzajów konstrukcji, budynków, kominów i mostów. Przedstawiono także postacie drgań własnych takich konstrukcji. Nieco bardziej złożone są obliczenia mas równoważnych konstrukcji mostowych. Ostatnią informacją jest tablica wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia, brak w niej danych dotyczących konstrukcji murowych, a także wpływu połączeń kołnierzowych na dekrement tłumienia kominów stalowych.

W wersji polskiej, na początku normy jest dołączony Załącznik krajowy, w którym podano wartości podstawowe bazowej prędkości wiatru i ciśnienia prędkości wiatru, mapę stref, wartości współczynnika kierunkowego oraz wzory potęgowe do obliczania współczynnika ekspozycji. Podano także niektóre krajowe postanowienia szczegółowe.

W normie nie podano wytycznych dotyczących następujących zagadnień

- oddziaływania wiatru na wieże kratowe o nierównoległych pasach,
- oddziaływania wiatru na maszty z odciągami i kominy z odciągami,
- drgań skrętnych, np. drgań wysokich budynków z centralnym rdzeniem,
- drgań mostów pod wpływem składowej poprzecznej turbulencji wiatru,
- mostów podwieszonych i wiszących,
- drgań, w których należy rozpatrywać więcej postaci niż postać podstawowa.

Podstawowymi postanowieniami podanymi w Załączniku krajowym są wartości charakterystyczne prędkości wiatru (wartości podstawowe bazowej prędkości wiatru) i ciśnienia prędkości, wzory potęgowe na wartości współczynnika chropowatości i współczynnika ekspozycji, które można stosować oraz wartości współczynnika kierunkowego. Ponadto zaleca się stosowanie procedury 1 do obliczania współczynnika konstrukcyjnego oraz sposobu 2 do obliczania drgań konstrukcji smukłych wywołanych wzbudzeniem wirowym.

Pozostał tradycyjny podział kraju na trzy strefy obciążenia wiatrem. W stosunku do normy [18] skorygowano jedynie nieco granicę między strefami 1 a 2 na Pomorzu Zachodnim i na Kaszubach oraz Powiślu. Zmieniono jednak wartości charakterystyczne: w strefie 1 wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru wynosi 22 m/s, co odpowiada, z niewielkim zaokrągleniem w dół, ciśnieniu prędkości $0,30 \text{ kN/m}^2$. W strefie 2, nadmorskiej podano $v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$, tzn. ciśnienie prędkości wynosi $q = 0,42 \text{ kN/m}^2$ [19]. Nie przewidziano podstref brzegowych, takich jak w obecnej normie [4]. Zwiększenie prędkości nad brzegiem morskim będzie wynikało z przyjęcia odpowiedniej kategorii terenu według normy europejskiej. Przyjmując wartość 26 m/s w terenie kategorii II i przeliczając według wzoru (9) na teren kategorii 0 (otwarte morze) otrzymuje się 32,9 m/s, co dobrze zgadza się z wartościami wynikającymi z badań [10]. W stosunku do dotychczasowej podstrefy II b oznacza to zwiększenie obciążenia wiatrem o 23 % na wysokości 10 m nad terenem.



Rys. 3. Mapa stref obciążenia wiatrem w Polsce [19]

Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru w strefie 3 jest taka jak w strefie 1 jednakże w tej strefie podano zależność prędkości wiatru od wysokości nad poziomem morza. Decydującą rolę odgrywa tu prędkość wiatru na Kasprowym Wierchu. Prędkość wiatru w Zakopanem, sprowadzona z terenu B do terenu otwartego leży nieco poniżej prostej regresji [10], lecz być może wpływ terenu jest tam silniejszy i tę wartość należałoby zwiększyć. Taką samą zależność wartości podstawowej prędkości bazowej od wysokości nad poziomem morza podano w strefie 1 ażeby uwzględnić zwiększenie prędkości wiatru na obszarach położonych powyżej 300 m (Góry Świętokrzyskie, Jura Krakowsko – Częstochowska). Prędkość wiatru na Śnieżce jest większa niż na Kasprowym Wierchu, brak jednak stacji pośrednich między Śnieżką a Jelenią Górą, która pozostaje jedyną stacją u stóp Sudetów. Dlatego dla Sudetów nie przyjęto oddzielnej zależności prędkości wiatru od

wysokości nad poziomem morza. Strefa 3 różni się od strefy 1 tylko innym rozkładem współczynnika kierunkowego oraz koniecznością uwzględnienia zmiany gęstości powietrza w zależności od wysokości nad poziomem morza. Służy do tego wzór podany w normie francuskiej NV 65. Nie polecono stosowania tego wzoru w strefie 1 ze względu na niewielki obszar, na którym $A > 300$ m npm.

Tablica 2. Wartości charakterystyczne (strefowe) podstawowej, bazowej prędkości wiatru w załączniku krajowym do normy europejskiej. A – wysokość nad poziomem morza [19].

Strefa	$v_{b,o}$, [m/s]	$v_{b,o}$, [m/s]
	$A \leq 300$ m	$A > 300$ m
1	22	$22 \cdot [1 + 0.0006 (A - 300)]$
2	26	26
3	22	$22 \cdot [1 + 0.0006 (A - 300)]$

Tablica 3. Wartości charakterystyczne (strefowe) ciśnienia prędkości wiatru w załączniku krajowym do normy europejskiej. A – wysokość nad poziomem morza [19].

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

W załączniku krajowym podano wartości współczynnika kierunkowego w podziale na 12 głównych sektorów kierunkowych wiatru. We wzorze na obciążenie wiatrem współczynnik kierunkowy jest podniesiony do kwadratu, zatem w zależności od strefy obciążenia wiatrem obciążenie z niektórych kierunków, głównie wschodnich, może być zmniejszone nawet dwukrotnie.

6 ODDZIAŁYWANIE TEMPERATURY

Zgodnie z tytułem normy dotyczy ona oddziaływań termicznych [20]; są to nie tylko oddziaływania termiczne pochodzenia klimatycznego, lecz także technologicznego, w kominach przemysłowych, rurociągach, silosach, zbiornikach i chłodniach kominowych. Oprócz danych pozwalających na wyznaczenie efektów termicznych w konstrukcji podano postanowienia i zalecenia odnośnie do zasad sprawdzania konstrukcji na oddziaływania termiczne. Znaczną część normy poświęcono oddziaływaniom termicznym na mosty. Można nawet stwierdzić, że norma ta dotyczy przede wszystkim oddziaływań termicznych na mosty.

Temperaturę wewnątrz pojedynczego elementu konstrukcji rozkłada się na cztery podstawowe składowe:

- równomierną
- liniowo zmienną różnicę temperatury względem osi z-z,
- liniowo zmienną różnicę temperatury względem osi y-y,
- nieliniowo zmienną różnicę temperatury wywołującą powstanie naprężeń samorównoważących się, które nie powodują dodatkowego obciążenia elementu.

Zgodnie z tymi składowymi oddziaływaniami termicznymi na element konstrukcji należy określać stosując następujące wielkości podstawowe:

- a) składową równomierną temperaturę ΔT_U będącą różnicą między średnią temperaturą T elementu i jego temperaturą początkową T_0
- b) składową liniowo zmienną temperaturę określoną przez różnicę ΔT_M między temperaturą na zewnętrznej powierzchni przekroju poprzecznego a temperaturą na jego powierzchni wewnętrznej lub między temperaturami w poszczególnych warstwach,
- c) różnicę temperatury ΔT_p między różnymi częściami konstrukcji będącą różnicą między średnimi temperaturami tych części.

Temperaturę powietrza zewnętrznego (temperaturę powietrza w cieniu), jej wartości charakterystyczne, ujemną (minimalną) i dodatnią (maksymalną) wyznacza się jako odniesione do poziomu morza w terenie otwartym, o rocznym prawdopodobieństwie przekroczenia równym 0,02, a więc o okresie powrotu 50 lat. Podano wzory umożliwiające przeliczenie wartości charakterystycznych na inne okresy powrotu, przy zastosowaniu rozkładu Gumbela. W odróżnieniu od wzoru (D.1) w normie obciążenia śniegiem [4], według którego dokonuje się przeliczeń korzystając ze współczynnika zmienności w normie oddziaływań termicznych są podane parametry rozkładu Gumbela, zapewne uśrednione z pewnego obszaru (każdy kraj może podać w załączniku krajowym wartości właściwe dla swojego obszaru).

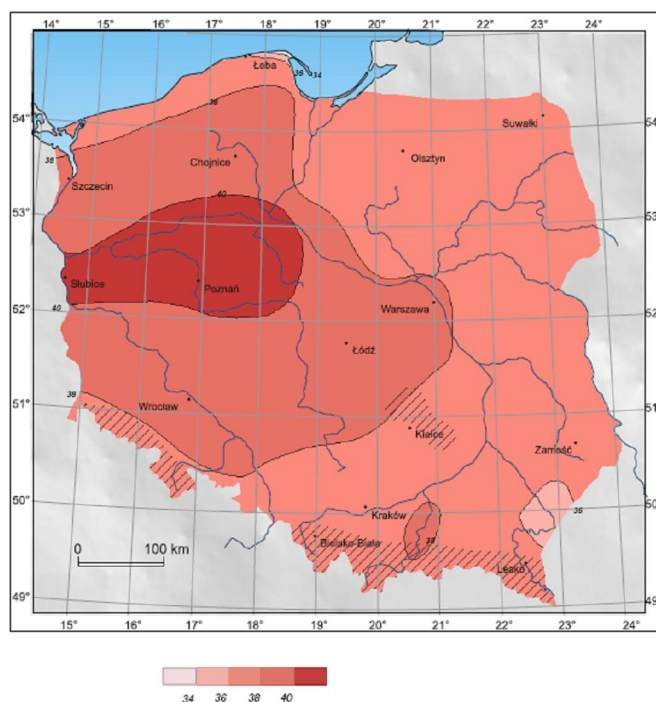
W normie europejskiej nie podano wartości promieniowania lecz równoważne w skutkach przyrosty temperatury powietrza na zewnątrz konstrukcji, zależne od rodzaju powierzchni i jej usytuowania względem stron świata (orientacji względem promieniowania słonecznego). Największe przyrosty temperatury dotyczą powierzchni usytuowanej od strony południowo zachodniej lub ułożonych poziomo i wynoszą: dla powierzchni jasno świecących $T_3 = 18\text{ }^{\circ}\text{C}$, dla powierzchni świecących kolorowych $T_4 = 30\text{ }^{\circ}\text{C}$ i dla powierzchni ciemnych $T_5 = 42\text{ }^{\circ}\text{C}$. Jest to niewątpliwie podejście prostsze niż w dotychczasowej normie polskiej [21], wymagające odpowiednich obliczeń, które wykonali autorzy normy europejskiej, zapewne dla jakiejś średniej szerokości geograficznej krajów członkowskich CEN. Dopuszcza się inne wartości w załączniku krajowym.

W normie są cztery załączniki:

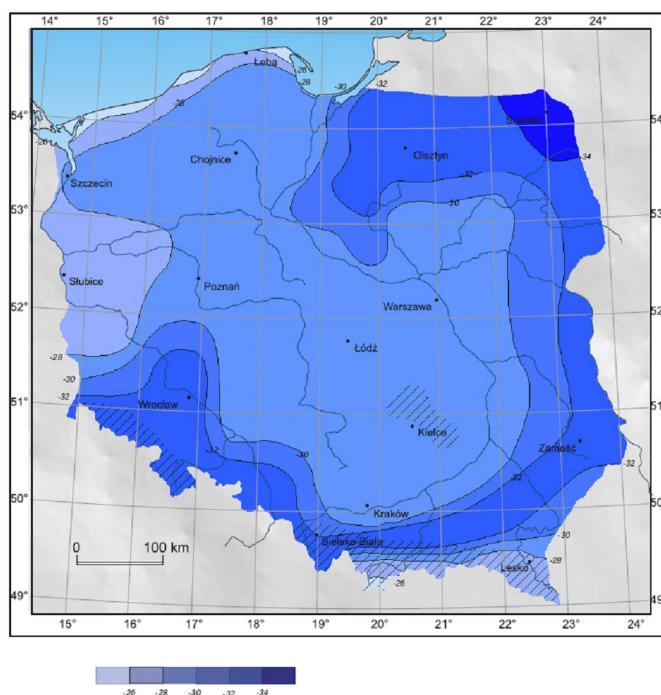
- A - (normatywny), podający zasady ustalania i przeliczania wartości charakterystycznych temperatury powietrza w cieniu,
- B - (normatywny), podający zalecane wartości temperatury pomostów (mostów) w zależności od grubości płyty i grubości nawierzchni,
- C - (informacyjny), podający wartości współczynnika rozszerzalności cieplnej różnych materiałów,
- D - (informacyjny), podający rozkłady temperatury w przegrodach w postaci w postaci prostych elementów warstwowych.

W załączniku krajowym podano mapy izoterm temperatury maksymalnej i minimalnej o okresie powrotu 50 lat oraz wartości współczynników rozkładu Gumbela pozwalające na przeliczanie wartości charakterystycznych na okresy powrotu inne niż 50 lat, zgodnie z załącznikiem A. Mapy zostały sporządzone w wyniku aproksymacji rozkładem Gumbela wartości maksymalnych i minimalnych rocznych temperatury powietrza, zmierzonych przez 54 polskie stacje meteorologiczne w latach 1971 – 2000 [12]. Izoterma $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ otacza większość terenu Wielkopolski po Słubice, a izoterma $36\text{ }^{\circ}\text{C}$ przebiega w okolicy Przemyśla. Tylko tam temperatura powietrza jest praktycznie taka jak w dotychczasowej normie polskiej, w której dla całego kraju podano jedną wartość maksymalną $35\text{ }^{\circ}\text{C}$. Różnice między wartościami charakterystycznymi obu norm wynikają prawdopodobnie z innej metodyki ich

wyznaczania oraz z zastosowania innych rozkładów prawdopodobieństwa (rozkład Gumbela jest nieograniczony).



Rys. 4. Podział Polski na strefy dodatniej temperatury powietrza według załącznika krajowego [20]



Rys. 5. Podział Polski na strefy ujemnej temperatury powietrza według załącznika krajowego [20]

Wartości temperatury ujemnej są wyższe niż -32°C w dotychczasowej normie. Na przeważającym obszarze kraju zawierają się one w granicach między -28°C a -30°C . Temperatury niższe, w zakresie od -32°C do -34°C podano dla Warmii i Mazur oraz wzdłuż wschodniej granicy Polski i w górach, z wyjątkiem Karpat, co wynika ze sprowadzenia

wartości temperatury do poziomu morza. Podane wzory umożliwiają przeliczenie tych wartości na lokalizacje górskie, w zależności od wysokości nad poziomem morza.

Zgodnie z Eurokodem [5] współczynnik częściowy wynosi 1,5. Jeżeli dotyczyłby on tylko zmienności temperatury to zarówno w przypadku maksymalnej jak i minimalnej temperatury powietrza oznaczałoby to wartości obliczeniowe znacznie przekraczające możliwe temperatury na terenie Polski, ujemne do -50°C , a dodatnie do 60°C . Jednakże współczynnik częściowy pokrywa także niedokładności modelu obliczeniowego, a w przypadku temperatury dodatniej także efekty promieniowania słonecznego, oszacowane w sposób przybliżony.

7. PODSUMOWANIE. DALSZE PRACE

Po około dwudziestu latach od powstania pierwszych wersji Eurokodów następuje ich wdrażanie do praktyki projektowej krajów członkowskich Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego. Z dniem 31 marca 2010 roku zostały wycofane normy krajowe, sprzeczne z Eurokodami. Jednocześnie, na mocy mandatu CEN rozpoczęto prace, których celem jest usprawnienie norm obecnych. W ramach Komitetu Technicznego TC250, Podkomitetu SC1, zostały powołane dwie nowe grupy robocze: „Oddziaływania klimatyczne” oraz „Oblodzenie atmosferyczne konstrukcji”. Zakres prac pierwszej z nich obejmuje trzy dotychczasowe normy: obciążenie śniegiem, oddziaływania wiatru i oddziaływania termiczne, z rozszerzeniem na takie tematy jak konstrukcje szklane, wieże i maszty, linie energetyczne oraz kominy, a także interakcje oddziaływań klimatycznych. Celem prac drugiej grupy ma być przekształcenie istniejącej normy ISO w normę CEN, z uwzględnieniem uwag narodowych organizacji członkowskich CEN. W efekcie, po 30 miesiącach ma powstać nowy Eurokod EN 1991-1-9 Oblodzenie atmosferyczne konstrukcji.

Grupa robocza CEN/TC250/SC1 „Oddziaływania klimatyczne” ma pracować przez 4 lata. Zakres jej działalności jest bardzo szeroki, bowiem obejmuje trzy rodzaje oddziaływań klimatycznych, została zatem podzielona na podgrupy. Stwarza to trudności organizacyjne, członkowie grupy, których jest obecnie 14, mają różne obszary zainteresowań i działalności. Grupa robocza została podzielona na trzy podgrupy.

Przewiduje się, że w zakres prac nowej grupy roboczej będzie wchodzić systematyczny przegląd i włączenie do norm nowych danych z aktualnego stanu wiedzy, usunięcie niezgodności występujących między poszczególnymi częściami Eurokodów, analiza uwag krajów członkowskich CEN i załączników krajowych.

W przypadku oddziaływania wiatru ma to obejmować m.in. współczynniki ciśnienia i sił aerodynamicznych, dodatkowe metody obliczania wirowego wzbudzenia drgań, uzgodnienia z CENELEC dotyczące obciążenia wiatrem linii energetycznych.

Tematy dotyczące obciążenia śniegiem mają obejmować współczynniki kształtu dachu, wpływ wielkości dachu na jego obciążenie śniegiem, wyjątkowe obciążenia śniegiem.

Postawiony pierwotnie cel opracowania europejskich map obciążenia śniegiem oraz prędkości wiatru i temperatury powietrza został ograniczony do zebrania danych o wartościach krajowych i przedstawienia ich w postaci map z uwypukleniem różnic na granicach. Przewiduje się także opracowanie europejskich map kombinacji obciążeń klimatycznych i współczynników kombinacyjnych. Warto zauważyć, że podane w załączniku C do Eurokodu mapy obciążenia śniegiem w Europie nie są stosowane w znanych normach poszczególnych krajów (Dania, Francja, Niemcy, Włochy).

Wszystkich norm będą oczywiście dotyczyć poprawki redakcyjne.

Ponieważ celem prac CEN jest ujednolicenie norm to powinno się dążyć do zmniejszenia liczby postanowień w załącznikach krajowych. Ostatnio jednak rozszerzono możliwości odstępstw w zakresie współczynników ciśnienia wiatru dla dachów. Ma to istotne znaczenie w przypadku polskiego załącznika krajowego, bo obciążenie dachów o kątach

spadku między 10° a 30° według Eurokodu jest nawet dwukrotnie mniejsze niż było według dotychczasowej normy [21]. Być może w wyniku prac nowej grupy roboczej dojdzie do zmian w tym zakresie.

W najbliższych latach będzie więc czas na udoskonalenie norm oddziaływań klimatycznych, uzgodnienie postanowień, które znalazły się w załącznikach krajowych i wyjaśnienie istniejących różnic i niespójności.

W skali krajowej możliwe będzie udoskonalenie map oddziaływań klimatycznych w Polsce. Jednym z celów może być harmonizacja metod strefowania oddziaływań. W przypadku obciążenia śniegiem i oddziaływania wiatru są podane wartości strefowe, w przypadku oddziaływań temperatury na mapach podano izotermy.

Mimo wieloletniego rozwoju norm oddziaływań klimatycznych jeszcze nie został osiągnięty taki poziom wiedzy, aby wszystkie wielkości kształtujące oddziaływania klimatyczne, które z natury rzeczy są zmiennymi losowym, mogły być analizowane i ustalone w kategoriach statystyki matematycznej i rachunku prawdopodobieństwa. Można jednak oczekiwać, że normy będą ciągle udoskonalane i wzbogacane o nowe wyniki badań i doświadczeń.

Jednocześnie konieczna jest szeroka działalność edukacyjna, jak np. [21] [22]. Dotyczy to oczywiście nie tylko norm oddziaływań klimatycznych ale wszystkich Eurokodów.

PIŚMIENNICTWO

- [1] Thullie M.: Podręcznik statyki budowli dla inżynierów, architektów i słuchaczy szkół politechnicznych.- Lwów 1886
- [2] European Convention for Constructional Steelwork: Recommendations for Calculating the Effects of Wind on Construction, Second edition.- ECMS – Technical Committee 12 – Wind, Brussels 1987
- [3] Murzewski J.: O zapewnieniu bezpieczeństwa budynków przy dużych obciążeniach śniegiem.- Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2006
- [4] PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3 Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem
- [5] PN-EN 1990:2002 Eurokod Podstawy projektowania konstrukcji
- [6] Żurański J.A., Sobolewski, A.: Podstawy klimatyczne i probabilistyczne projektu normy „Obciążenie temperaturą”.- XXXI Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZiTb, Krynica 1985, tom 4
- [7] Gumbel E.J.: Statistics of extremes.- Columbia University Press, New York 1958
- [8] Sobolewski A.: Identyfikacja właściwości losowych obciążenia śniegiem gruntu.- 57 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, Rzeszów – Krynica 2011
- [9] Żurański J.A., Sobolewski A.: Obciążenie śniegiem w Polsce.- Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, Monografie, Wydawnictwa ITB, Warszawa 2009
- [10] Żurański J.A.: Wpływ warunków klimatycznych i terenowych na obciążenie wiatrem konstrukcji budowlanych.- Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Rozprawy, Warszawa, 2005
- [11] Żurański J.A.: Oddziaływania wiatru w ujęciu nowej normy PN-EN 1991-1-4:2008.- Inżynieria i Budownictwo, nr 7/2010
- [12] Zobel H., Sobala D.: Naturalne oddziaływania termiczne na obiekty mostowe w polskich warunkach klimatycznych.- Inżynieria i Budownictwo nr 9/2004
- [13] ISO 4355:1998 Bases for design of structures – Determination of snow loads on roofs.
- [14] PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem
- [15] JCSS (Joint Committee for Structural Safety) Probabilistic Model Code. Part 2: Loads. 99-CON/DYN/M0037, Februari 2001.
- [16] SNiP 2.0107-85* Nagruzki i wozdijstwia. Normy projektirowania. Moskwa 2003.

- [17] Żurański J.: Obciążenie śniegiem w ujęciu nowej normy PN-EN 1991-1-3:2003.
- [18] Inżynieria i Budownictwo, nr 2/2006.
- [19] PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- [20] PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4 Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
- [21] PN-EN 1991-1-5:2005 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5 Oddziaływania ogólne – Oddziaływania termiczne.
- [22] Żurański J.A., Gaczek M.: Obciążenie wiatrem budynków w ujęciu nowej normy PN-EN 1991-1-4:2008.- Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2010.
- [23] Biegus A.: Oddziaływania na konstrukcje według PN-EN 1991.- Eurokody – Projektowanie Konstrukcji Budowlanych Według Eurokodów. Zeszyty Edukacyjne Buildera, Zeszyt 1, styczeń 2011

CLIMATIC ACTIONS IN STRUCTURAL CODES

Summary

The paper deals with the present Eurocodes on climatic actions: snow loads, wind actions and thermal actions. Main provisions of these Eurocodes are described. Among them probabilistic approach to determination of the main reference values: snow loads on the ground, wind velocity and external air temperature. It is stated that the Gumbel probability distribution of extremes is appropriate for evaluation of climatic data. Maximum likelihood method has been used for estimation of the distribution parameters of snow loads and wind velocity.

The paper is focused on the Polish National Annexes to the above mentioned Eurocodes. New characteristic values of snow load on the ground, wind velocity as well as velocity pressure and air shadow temperature are presented. Maps of zones of these values are given.

Finally, the present and future works are outlined. Recently, the European Committee for Standardization gave a mandate to create a new working group called “Climatic actions”, in the frame of CEN/TC250/SC1. The objectives of works are improvements of Eurocodes on climatic actions based on the present state of the art and national annexes.