

ZESZYTY NAUKOWE
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

FOLIA SCIENTIARUM
UNIVERSITATIS TECHNICAЕ RESOVIENSIS

NR 283

BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt **59** (nr 1/2012/I)



WYDZIAŁ
**BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA**
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

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

Rada Naukowa
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Številová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočak (Słowacja)
prof. Zinviy Blikharsky (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

Redaktor serii
Grzegorz PROKOPSKI

Redaktor naukowy
Grzegorz PROKOPSKI

Redaktor
Marta JAGIEŁOWICZ

Przygotowanie matryc
Mariusz TENDERA

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana kwartalnika jest wersją pierwotną

Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej
al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów

Nakład 150 egz. Ark. wyd. 17,19. Ark. druk. 16,0. Papier offset. 70g B1.
Oddano do druku w marcu 2012 r. Wydrukowano w marcu 2012 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 11/12

SPIS TREŚCI

Danuta BRYJA, Ryszard HOŁUBOWSKI: Modelowanie belkowych mostów kolejowych z zastosowaniem metody GFEM. Część I. Sformułowanie teoretyczne	5
Danuta BRYJA, Ryszard HOŁUBOWSKI, Monika PODWÓRNA: Modelowanie belkowych mostów kolejowych z zastosowaniem metody GFEM. Część II. Testy numeryczne	21
Michał ĆWIK, Marian GIŻEJOWSKI, Adam GOLIGER: Porównanie oddziaływania wiatru na budynki według norm polskich i południowoafrykańskich. Część 1. Podstawy normalizacji obliczeń	35
Michał ĆWIK, Marian GIŻEJOWSKI, Adam GOLIGER: Porównanie oddziaływania wiatru na budynki według norm polskich i południowoafrykańskich. Część 2. Przykłady obliczeń	55
Ivan HYBEN, Marcela SPIŠÁKOVÁ: Ways of demolition works vs. final product of recycling	71
Natalia JUNÁKOVÁ, Magdalena BÁLINTOVÁ: Prediction of sediment inflow to the Klusov-Hervartov reservoir	81
Galina KALDA, Kinga KLIŚ: Rozwój małej energetyki wodnej na Podkarpaciu	91
Galina KALDA, Agnieszka SMORAĞ: Budowa i obliczanie powierzchni kolektorów słonecznych	103
Maria KOZLOVSKÁ, Zuzana STRUKOVÁ: Integration of occupational safety analysis in construction projects	117
Eva KRÍDLOVÁ BURDOVÁ, Silvia VILČEKOVÁ: The environmental assessment of office buildings in Slovakia	133

Vlasta ONDREJKA HARBULÁKOVÁ, Nadežda ŠTEVULOVÁ, Martin REPKA, Alena LUPTÁKOVÁ: Study of different types of corrosion processes simulated in model conditions	141
Lenka PALAŠČÁKOVÁ, Adriana EŠTOKOVÁ, Magdalena BÁLINTOVÁ: Phosphorous content evaluation in cements in Slovak Republic in frame of eco-labelling process	149
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Andrzej STUDZIŃSKI: Failure analysis of the Krosno water network	159
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Andrzej STUDZIŃSKI: Gwarantowany stopień dostępności usług wodociągowych	167
Peter PLATKO, Stanislav KMEŤ: Prototype of an active tensegrity unit	177
Sergej PRIGANC, Štefan KUŠNÍR, Peter SABOL: Analysis of concrete structures after interference in the support system of the building – part 1	185
Sergej PRIGANC, Štefan KUŠNÍR, Peter SABOL: Analysis of concrete structures after interference in the support system of the building – part 2	195
Janusz RAK, Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Monika SOLECKA: Changeability of water consumption in the city of Rzeszów	203
Tomáš RENČKO, Anna SEDLÁKOVÁ: Implementation of ventilated air cavities and problems with thermal bridges	211
Małgorzata STOJEK: Zastosowanie falowych funkcji kształtu w zagadnieniach propagacji fal – przegląd metod	223
Andrzej STUDZIŃSKI, Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK, Krzysztof CHMIEŁOWSKI, Marta KUBICKA: Analiza zużycia wody miasta Kańczugi	235
Renata VARGOVÁ: Evaluation of the experiments with respect to simulation techniques	247

Danuta BRYJA¹
Ryszard HOŁUBOWSKI
Politechnika Wroclawska

MODELOWANIE BELKOWYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH Z ZASTOSOWANIEM METODY GFEM. CZEŚĆ I. SFORMUŁOWANIE TEORETYCZNE

W pracy przedstawiono model obliczeniowy belkowych mostów kolejowych z losowo zmiennymi parametrami podsypki. Model, w którym podsypka toru kolejowego jest ciągłym podłożem lepko-sprężystym, sformułowano metodą elementów skończonych w ujęciu Galerkina (GFEM). Alternatywnie zastosowano typowe funkcje kształtu elementu skończonego w postaci wielomianów Hermite'a i funkcje specjalne, które wyprowadzono na podstawie ścisłego rozwiązania jednorodnego równania statycznego, opisującego problem zginania belki spoczywającej na podłożu sprężystym. Wyprowadzono równania ruchu opisujące sprzężone, pionowe drgania dźwigara mostowego i toru kolejowego w obrębie mostu i w strefach dojazdowych. Drgania te są wymuszone przejazdem pociągu ze stałą prędkością, przy czym pociąg jest traktowany jako zbiór ruchomych mas skupionych. Zaproponowany model mostu umożliwi w przyszłych badaniach efektywną analizę stochastyczną drgań z zastosowaniem metody symulacyjnej Monte Carlo.

1. Wprowadzenie

W związku z intensywnym rozwojem infrastruktury kolejowej, przeznaczonej do obsługi pociągów poruszających się z dużymi prędkościami, w literaturze światowej pojawiło się ostatnio wiele nowych prac dotyczących różnorodnych zagadnień dynamiki mostów kolejowych, np. [1-4]. Jednym z kierunków prowadzonych badań jest ocena wpływu zmienności parametrów nawierzchni kolejowej na charakterystyki drgań mostów spowodowanych przejazdem pociągów. Ze względu na duże wymagania jakościowe stosowane w wykonawstwie linii kolejowych dużych prędkości ewentualne odchyłki parametrów nawierzchni mają charakter losowych fluktuacji wokół założonych wartości projektowych. Zagadnienie zmienności parametrów jest więc obecnie analizowane raczej w kategoriach probabilistycznych niż deterministycznych.

W literaturze najczęściej rozważany jest problem nierówności toru, który ma istotne znaczenie z punktu widzenia analizy sprzężonych drgań układu

¹ danuta.bryja@pwr.wroc.pl

most–pociąg [1]. W ujęciu probabilistycznym nierówności toru są opisywane zazwyczaj stacjonarną (często gaussowską) funkcją losową zmiennej przestrzennej, a ich wpływ na charakterystyki drgań jest analizowany metodą Monte Carlo [5, 6]. Ze względu na niestacjonarność odpowiedzi dynamicznej układu most–pociąg ruchomy, charakteryzującego się zmienną w czasie konfiguracją rozkładu masy, rzadko stosowane jest podejście alternatywne wykorzystujące aparat matematyczny procesów stochastycznych. Ciekawym przykładem takiego ujęcia tematu jest praca F. Lu i in. [6], w której autorzy rozwinęli sformułowanie metody PEM (*Pseudo-Excitation Method*) na przypadek analizy stochastycznej drgań układów o parametrach zmiennych w czasie. Wcześniej metoda PEM była stosowana wyłącznie do zagadnień dynamiki stochastycznej układów o parametrach niezależnych od czasu.

W odróżnieniu od problemu nierówności toru, który jest w dużej mierze rozpoznany, dotychczas nie zostało dostatecznie zbadane zagadnienie oceny wpływu zmienności parametrów fizycznych podsypki toru kolejowego. Zasadnicze znaczenie w analizie tego zagadnienia ma sposób modelowania podsypki. W modelach mostów kolejowych tworzonych na podstawie metody elementów skończonych reprezentacją podsypki jest na ogół zbiór izolowanych więzi lepko–sprężystych, zlokalizowanych w punktach podparcia szyn na podkładach, stanowiących równocześnie węzły podziału szyny i dźwigara mostowego na elementy skończone [7, 8]. Podejście to wiąże się z koniecznością wprowadzenia do modelu wielu zmiennych losowych, na ogół skorelowanych, opisujących parametry poszczególnych więzi. W przypadku mostów o dużych rozpiętościach (np. mostów z ciągłymi dźwigarami wieloprzęsłowymi lub mostów podwieszonych [9]) analiza drgań losowych przy założeniu dyskretnego modelu podsypki może prowadzić do nieakceptowalnych nakładów obliczeniowych. Alternatywną metodą modelowania jest rezygnacja z metody elementów skończonych i budowa modelu ciągłego, w którym podsypka nawierzchni kolejowej na moście jest reprezentowana przez podłoże sprężyste. Zastosowanie tego podejścia w zasadzie ogranicza się do analizy drgań dźwigarów jednoprzęsłowych mostów belkowych [10], a także wiszących [11], w zakresie problemów typu 2D, przy znacznym uproszczeniu modelu fizycznego układu.

W niniejszej pracy autorzy proponują nową koncepcję modelu obliczeniowego mostów kolejowych opartą na metodzie GFEM (*Galerkin Finite Element Method*) i łączącą ideę ciągłego modelowania podsypki z podziałem szyn i dźwigara belkowego na elementy skończone. Zdaniem autorów proponowana koncepcja umożliwi efektywną analizę probabilistyczną drgań mostów kolejowych z losowymi parametrami podsypki za pomocą metody symulacyjnej typu Monte Carlo. Analiza ta może być przeprowadzona z wykorzystaniem procedur symulacyjnych skutecznie stosowanych w przypadku losowych nierówności toru, ponieważ przyjęty model podsypki pozwala podobnie opisać wielkości losowe – za pomocą jednowymiarowych funkcji losowych.

Jeżeli zmienną na długości szyny sztywność podsypki przedstawi się wzorem:

$$k(x) = k_w [1 + \kappa(x)] \quad (1)$$

to bezwymiarowa funkcja $\kappa(x)$ będzie opisywała fluktuację sztywności wokół założonej stałej wartości projektowej k_w . W przypadku niewielkich losowych zmian sztywności funkcja $\kappa(x)$ może być założona w postaci stacjonarnego procesu Gaussa o zerowej wartości oczekiwanej, który można stosunkowo łatwo numerycznie wygenerować, stosując aproksymację trygonometryczną ([12, 13]):

$$\kappa(x) = \sqrt{2} \sum_{n=1}^N a_n \cos(\omega_n x + \varphi_n) \quad (2)$$

analogiczną do przypadku funkcji losowych opisujących nierówności toru [5]. Amplitudy a_n i częstości ω_n (rad/m) składowych harmonicznym szeregu (2) oblicza się według następujących wzorów:

$$a_n = \sqrt{2S_{\kappa\kappa}(\omega_n)\Delta\omega}, \quad \omega_n = \omega_l + (n-0,5)\Delta\omega, \quad \Delta\omega = (\omega_u - \omega_l)/N \quad (3)$$

gdzie ω_l, ω_u – istotny przedział częstości, $S_{\kappa\kappa}(\omega)$ – znana gęstość widmowa stacjonarnego procesu normalnego $\kappa(x)$, φ_n – wzajemnie niezależne zmienne losowe o rozkładzie jednostajnym w przedziale $[0, 2\pi]$. Dokładność aproksymacji jest tym lepsza, im większe N przyjmie się we wzorze (2). Podobnie można opisać zmienne własności tłumiące podsypki $c(x) = c_w[1 + \gamma(x)]$ z analogiczną aproksymacją funkcji losowej $\gamma(x)$.

Opracowanie modelu obliczeniowego belkowych mostów kolejowych zostało podzielone na dwie części, stanowiące dwie odrębne prace. W niniejszej publikacji przedstawiono sformułowanie teoretyczne, natomiast praca [14] jest poświęcona weryfikacji modelu za pomocą komercyjnego systemu komputerowego SOFiSTiK i zawiera testy numeryczne w zakresie: zagadnienia własnego, zagadnienia drgań wymuszonych przejazdem pociągu i zagadnienia quasi-stacynnego. W obu pracach są analizowane drgania pionowe dźwigara mostowego i szyny z uwzględnieniem odkształcalnych stref dojazdowych. Modelem pociągu jest zbiór ruchomych nieresorowanych mas skupionych lub sił skupionych. Jest to model uproszczony, celowo przyjęty na etapie weryfikacji proponowanego algorytmu modelowania mostów metodą GFEM. W dalszych badaniach, po wdrożeniu podstawowych procedur numerycznych służących do wyznaczenia charakterystyk probabilistycznych drgań mostu z losowymi parametrami podsypki, przewidywane jest rozbudowanie modelu pociągu na zwykle stosowany zbiór brył sztywnych połączonych więziami odkształcalnymi i ewentualna rozbudowa modelu mostu.

2. Podstawowe założenia

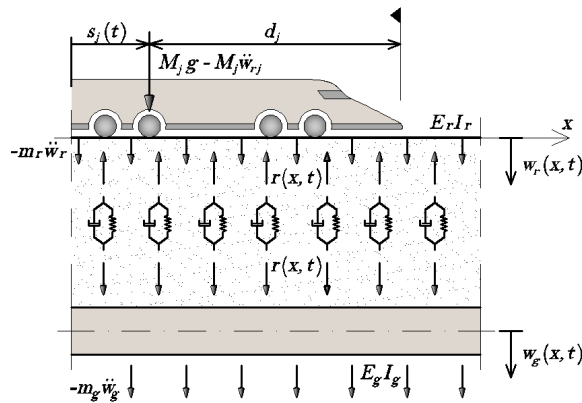
Większość współczesnych modeli obliczeniowych służących do opisu odpowiedzi dynamicznej kolejowych mostów belkowych składa się z trzech zasadniczych podukładów: dźwigara mostowego, nawierzchni kolejowej oraz pociągu. W zależności od rodzaju analizowanego zjawiska poszczególne podukłady są mniej lub bardziej rozbudowane.

W niniejszej pracy uwagę skupiono na drganiach pionowych dźwigara mostowego oraz uwzględnieniu losowych cech podsypki, dlatego też sam pociąg jest opisany w sposób uproszczony za pomocą szeregu nieresorowanych mas skupionych poruszających się po belce modelującej szynę (nazywanej w dalszej części szyną). Układ rozpatrywany jest jako płaski. Punkty przyłożenia poszczególnych mas odpowiadają punktom styku kół pociągu z szyną. Szyna stanowi ciągłą belkę Eulera spoczywającą na liniowo lepko-sprężystym nieinercyjnym podłożu, modelującym warstwę podsypki tłuczniowej. Aby uwzględnić efekt propagacji drgań szyny spowodowany nadjeżdżającym pociągiem, przyjęto dostatecznie długie strefy dojazdowe, pozwalające wyeliminować wpływ warunków brzegowych na końcach szyny na jej drgania w obrębie mostu. Założono, że grunt rodzimy pod warstwą podsypki w obrębie stref dojazdowych jest ciałem sztywnym. Dźwigar mostowy jest przyrzmatyczną, swobodnie podpartą belką Eulera. Rozkład masy szyny i konstrukcji nośnej mostu jest ciągły. W strefie mostu masa podsypki tłuczniowej oraz podkładów kolejowych jest wliczona do masy dźwigara mostowego.

Na rysunku 1. przedstawiono model fizyczny opisywanego układu wraz z wzajemnymi oddziaływaniami poszczególnych podukładów. Reakcja podłoża lepko-sprężystego jest opisana wzorem:

$$r(x,t) = k(x)(w_r - w_g) + c(x)(\dot{w}_r - \dot{w}_g) \quad (4)$$

gdzie przez $k(x) = k_w[1 + \kappa(x)]$ i $c(x) = c_w[1 + \gamma(x)]$ oznaczono funkcyjne parametry sztywności i tłumienia podsypki tłuczniowej w kierunku pionowym,



Rys. 1. Model układu: dźwigar mostu – nawierzchnia kolejowa – pociąg

$(\cdot) = \partial/\partial t$. Indeksy dolne r oraz g odnoszą się kolejno do szyny i dźwigara mostowego. Położenie poruszającej się po szynie j -tej masy ruchomej określa współrzędna $s_j(t) = vt - d_j$, gdzie v jest stałą prędkością ruchu, a d_j odległością masy M_j od czoła pociągu. Przez $\ddot{w}_{rj} = \ddot{w}_r[s_j(t), t]$ oznaczono przyspieszenie drgań szyny śledzące położenie masy M_j (rys. 1.).

Pionowe drgania szyny $w_r(x, t)$ opisuje równanie różniczkowe:

$$E_r J_r w_r^{IV} = p(x, t) - r(x, t) - m_r \ddot{w}_r \quad (5)$$

gdzie $0 \leq x \leq L$ oraz $L = L_1 + L_0 + L_2$ jest sumą długości: lewej strefy dojazdowej (L_1), szyny w obrębie mostu (L_0) i prawej strefy dojazdowej (L_2). W strefach dojazdowych należy podstawić $w_g = 0$, kolejno do wzorów (4) i (5). Równanie drgań pionowych dźwigara mostowego $w_g(x, t)$ ma postać:

$$E_g J_g w_g^{IV} = r(x, t) - m_g \ddot{w}_g \quad (6)$$

gdzie $0 \leq x \leq L_0$, $(\cdot)^I = \partial/\partial x$. Symbole m_r i m_g oznaczają stałe intensywności rozkładu masy szyny i dźwigara, $E_r J_r$ – sztywność giętną szyny, $E_g J_g$ – sztywność dźwigara. Obciążenie szyny określa wzór:

$$p(x, t) = \sum_{j=1}^{N_M} (M_j g - M_j \ddot{w}_{rj}) \delta(x - s_j) \quad (7)$$

w którym N_M jest liczbą mas modelujących pociąg, a symbol δ oznacza funkcję delta Diraca.

Równania (5) i (6) rozwiązano metodą elementów skończonych w ujęciu Galerkinia (GFEM), której sformułowanie ogólne można znaleźć w publikacjach [15, 16]. W metodzie GFEM rolę funkcji wagowych pełnią globalne funkcje bazowe, które są złożone z funkcji lokalnych (funkcji kształtu), gdzie aproksymacja odbywa się w obrębie elementu skończonego. W testach numerycznych omawianego algorytmu zastosowano alternatywnie klasyczne funkcje kształtu Hermite'a oraz oryginalnie wyprowadzone funkcje specjalne, oparte na rozwiązaniu ścisłym jednorodnego równania różniczkowego:

$$EJw^{IV} + kw = 0 \quad (8)$$

które opisuje statyczny problem zginania belki na podłożu sprężystym o stałej sztywności k . Rozwiązanie ogólne równania (8), po wprowadzeniu parametryzacji bezwymiarowej $\xi = x/l$, $\alpha^4 = kl^4/EJ$ na długości elementu skończonego l , ma postać:

$$w(\xi) = C_1 S_1(\lambda \xi) + C_2 S_2(\lambda \xi) + C_3 S_3(\lambda \xi) + C_4 S_4(\lambda \xi) \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} S_1(\lambda\xi) &= \cosh \lambda\xi \cos \lambda\xi, & S_2(\lambda\xi) &= \sinh \lambda\xi \cos \lambda\xi \\ S_3(\lambda\xi) &= \cosh \lambda\xi \sin \lambda\xi, & S_4(\lambda\xi) &= \sinh \lambda\xi \sin \lambda\xi \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

gdzie $\lambda = a/\sqrt{2}$, $0 \leq \xi \leq 1$. Rozwiązanie (9) może być wykorzystane do budowy funkcji kształtu zarówno elementu belkowego szyny, jak i dźwigara mostowego, ponieważ równania (5) i (6) po uwzględnieniu (4) przyjmują postać:

$$\begin{aligned} E_r J_r w_r^{IV} + k(x)w_r + c(x)\dot{w}_r + m_r \ddot{w}_r &= p(x,t) + k(x)w_g + c(x)\dot{w}_g = \\ &= f_r(x,t) \end{aligned} \quad (11)$$

$$E_g J_g w_g^{IV} + k(x)w_g + c(x)\dot{w}_g + m_g \ddot{w}_g = k(x)w_r + c(x)\dot{w}_r = f_g(x,t) \quad (12)$$

a więc sprowadzone do jednorodnego równania statycznego są analogiczne do równania (8), jeśli przyjąć, że $k(x) = k_w = \text{const}$.

Biorąc pod uwagę, że $\varphi = dw/dx = (1/l)dw/d\xi$ i postulując spełnienie warunków brzegowych: $w(\xi) = w_i$, $\varphi(\xi) = \varphi_i$, gdy $\xi = 0$ oraz $w(\xi) = w_j$, $\varphi(\xi) = \varphi_j$, gdy $\xi = 1$, na podstawie wzoru (9) wyznaczono następujące funkcje kształtu:

$$\left. \begin{aligned} N_1(\xi) &= S_1(\lambda\xi) + G_1(\lambda)S_2(\lambda\xi) - G_1(\lambda)S_3(\lambda\xi) + [G_5(\lambda) + G_6(\lambda)]S_4(\lambda\xi) \\ N_2(\xi) &= \lambda^{-1}G_5(\lambda)S_2(\lambda\xi) - \lambda^{-1}G_6(\lambda)S_3(\lambda\xi) + \lambda^{-1}G_2(\lambda)S_4(\lambda\xi) \\ N_3(\xi) &= -G_3(\lambda)S_2(\lambda\xi) + G_3(\lambda)S_3(\lambda\xi) - 2G_7(\lambda)S_4(\lambda\xi) \\ N_4(\xi) &= \lambda^{-1}G_7(\lambda)S_2(\lambda\xi) - \lambda^{-1}G_7(\lambda)S_3(\lambda\xi) + \lambda^{-1}G_4(\lambda)S_4(\lambda\xi) \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

gdzie

$$\begin{aligned} G_1(\lambda) &= \frac{\cosh \lambda \sinh \lambda + \cos \lambda \sin \lambda}{\sin^2 \lambda - \sinh^2 \lambda}, & G_2(\lambda) &= \frac{\cosh \lambda \sinh \lambda - \cos \lambda \sin \lambda}{\sin^2 \lambda - \sinh^2 \lambda}, \\ G_3(\lambda) &= \frac{\sinh \lambda \cos \lambda + \cosh \lambda \sin \lambda}{\sin^2 \lambda - \sinh^2 \lambda}, & G_4(\lambda) &= \frac{\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda}{\sin^2 \lambda - \sinh^2 \lambda}, \\ G_5(\lambda) &= \frac{\sin^2 \lambda}{\sin^2 \lambda - \sinh^2 \lambda}, & G_6(\lambda) &= \frac{\sinh^2 \lambda}{\sin^2 \lambda - \sinh^2 \lambda}, & G_7(\lambda) &= \frac{\sinh \lambda \sin \lambda}{\sin^2 \lambda - \sinh^2 \lambda}. \end{aligned}$$

Funkcje (13) przyjęto w rozważanym zagadnieniu dynamicznym jako funkcje bazowe aproksymacji lokalnej (na długości elementu) przemieszczeń szyny i dźwigara, co wyrażają wzory:

$$w_{rk}(\xi, t) = \mathbf{N}_k^T \mathbf{W}_k \quad (14a)$$

$$w_{ge}(\xi, t) = \mathbf{N}_e^T \mathbf{W}_e \quad (14b)$$

w których $e = 1, 2, \dots, n_g$ oznacza numer elementu dźwigara, a $k = 1, 2, \dots, n_r$ – numer elementu szyny. $\mathbf{W}_k = [w_i, \varphi_i l_k, w_j, \varphi_j l_k]^T$ jest wektorem przemieszczeń brzegowych elementu szyny o końcach i - j , któremu odpowiada wektor sił brzegowych $\mathbf{R}_k = [V_i, M_i, V_j, M_j]^T$. Wektor $\mathbf{N}_k = [N_{1k}, N_{2k}, N_{3k}, N_{4k}]^T$ zawiera funkcje kształtu zależne od parametru $\lambda_k = \alpha_k / \sqrt{2}$, gdzie $(\alpha_k)^4 = k_w l_k^4 / E_r J_r$, symbol $(\)^T$ oznacza operator transpozycji. Analogiczną strukturę mają wektory $\mathbf{W}_e, \mathbf{N}_e, \mathbf{R}_e$ dotyczące elementu dźwigara.

W pracy [14] autorzy przedstawili wyniki testów numerycznych, których celem było porównanie efektywności aproksymacji lokalnej z użyciem funkcji kształtu Hermite'a i funkcji specjalnych (13). Wbrew oczekiwaniom okazało się, że funkcje (13) nie zapewniają lepszej zbieżności rozwiązań, w związku z tym należy dalej przyjąć, że lokalnymi funkcjami bazowymi w metodzie GFEM są funkcje Hermite'a.

3. Zastosowanie metody GFEM

Szynę rozdzielono na trzy odcinki oznaczone dalej indeksem i . Indeks $i = 0$ określa strefę centralną, zlokalizowaną na moście, $i = 1$ – lewą strefę dojazdową, $i = 2$ – prawą strefę dojazdową. Następnie, odcinki szyny (każdy odrębnie) i dźwigar podzielono na elementy skończone, z tym że w obrębie mostu przyjęto taki sam podział szyny na elementy, jak podział dźwigara, czyli $l_k = l_e$. Liczby elementów poszczególnych odcinków szyny wynoszą odpowiednio: n_{r0}, n_{r1}, n_{r2} .

Dalszą procedurę metody GFEM przedstawiono w ujęciu opisanym przez Chunga [16], na przykładzie jednego odcinka szyny, przy czym indeks $i = 0, 1, 2$ pominięto w celu uproszczenia zapisu.

1. Macierzowe równanie ruchu odcinka szyny

Niech \mathbf{q}_r oznacza pełny wektor przemieszczeń węzłowych rozważanego odcinka szyny. Transformacja przemieszczeń węzłowych na przemieszczenia brzegowe elementu k jest zapisana wzorem $\mathbf{W}_k = \mathbf{A}_k \mathbf{q}_r$. Aproksymacja przemieszczeń szyny w całym obszarze odcinka L_i podzielonym na elementy skończone, nazywana przez Chunga [16] aproksymacją globalną, jest określona wzorem:

$$w_r(x, t) = \sum_{k=1}^{n_r} w_{rk} = \sum_{k=1}^{n_r} \mathbf{N}_k^T \mathbf{W}_k = \sum_{k=1}^{n_r} \mathbf{N}_k^T \mathbf{A}_k \mathbf{q}_r = \mathbf{N}^T \mathbf{q}_r \quad (15)$$

gdzie $\mathbf{N} = \sum_{k=1}^{n_r} \mathbf{A}_k^T \mathbf{N}_k$ są tzw. globalnymi funkcjami bazowymi. Rozwiązanie (15) równania (11) jest tylko przybliżone, czyli spełnia to równanie z błędem ε , co można zapisać wzorem:

$$E_r J_r w_r^{IV} + k(x)w_r + c(x)\dot{w}_r + m_r \ddot{w}_r - f_r(x, t) = \varepsilon \quad (16)$$

W celu minimalizacji tego błędu żąda się, aby każda funkcja bazowa N_i tworząca wektor \mathbf{N} była ortogonalna względem błędu ε w całym obszarze odcinka szyny (od 0 do L_i):

$$\int_0^{L_i} \mathbf{N} \varepsilon dx = 0 \rightarrow \sum_{k=1}^{n_r} \mathbf{A}_k^T \int_0^1 \mathbf{N}_k \varepsilon_k l_k d\xi = 0 \quad (17)$$

Warunek (17), nazywany przez Chunga [16] globalną całką Galerkiną (*global Galerkin integral*), jest zapisany za pomocą całek lokalnych zdefiniowanych w obrębie poszczególnych elementów.

Podstawiając za ε_k lewą stronę równania (16), zapisanego dla k -tego elementu po przejściu na współrzędną bezwymiarową $\xi_k = x_k/l_k$, gdzie $0 \leq x_k \leq l_k$, uzyskuje się następujące wyrażenie określające lokalną całkę Galerkiną:

$$\begin{aligned} \int_0^1 \mathbf{N}_k \varepsilon_k l_k d\xi &= \frac{E_r J_r}{l_k^3} \int_0^1 \mathbf{N}_k w_{rk}'' d\xi + k_w l_k \int_0^1 [1 + \kappa(\xi)] \mathbf{N}_k w_{rk} d\xi + \\ &+ c_w l_k \int_0^1 [1 + \gamma(\xi)] \mathbf{N}_k \dot{w}_{rk} d\xi + m_r l_k \int_0^1 \mathbf{N}_k \ddot{w}_{rk} d\xi - l_k \int_0^1 \mathbf{N}_k f_{rk}(\xi, t) d\xi \end{aligned} \quad (18)$$

gdzie $(\cdot)' = \partial/\partial\xi$. Po podstawieniu relacji (14a) i wykonaniu dwukrotnie operacji całkowania przez części na pierwszym składniku otrzymujemy:

$$\int_0^1 \mathbf{N}_k \varepsilon_k l_k d\xi = -\mathbf{R}_k + \mathbf{K}_k \mathbf{W}_k + \mathbf{C}_k \dot{\mathbf{W}}_k + \mathbf{B}_k \ddot{\mathbf{W}}_k - \mathbf{F}_k \quad (19)$$

Macierze sztywności \mathbf{K}_k , tłumienia \mathbf{C}_k i bezwładności \mathbf{B}_k elementu oraz wektor sił wzbudzających \mathbf{F}_k są określone wzorami:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{K}_k &= \frac{E_r J_r}{l_k^3} \int_0^1 \mathbf{N}_k \mathbf{N}_k''^T d\xi + k_w l_k \int_0^1 [1 + \kappa(\xi)] \mathbf{N}_k \mathbf{N}_k^T d\xi \\ \mathbf{C}_k &= c_w l_k \int_0^1 [1 + \gamma(\xi)] \mathbf{N}_k \mathbf{N}_k^T d\xi, \quad \mathbf{B}_k = m_r l_k \int_0^1 \mathbf{N}_k \mathbf{N}_k^T d\xi \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

$$\mathbf{F}_k = l_k \int_0^1 \mathbf{N}_k f_{rk}(\xi, t) d\xi \quad (21)$$

W dalszym ciągu macierz tłumienia szyny będzie uzupełniona o składnik związany z tłumieniem materiałowym z zadany czas retardacji κ_r , co określa relacja:

$$\mathbf{C}_k = c_w l_k \int_0^1 [1 + \gamma(\xi)] \mathbf{N}_k \mathbf{N}_k^T d\xi + \frac{\kappa_r E_r J_r}{l_k^3} \int_0^1 \mathbf{N}_k'' \mathbf{N}_k''^T d\xi \quad (22)$$

Po podstawieniu formuły (19) z uwzględnieniem relacji $\mathbf{W}_k = \mathbf{A}_k \mathbf{q}_r$ do globalnej całki Galerkina (17) otrzymuje się równanie ruchu odcinka szyny:

$$\mathbf{B}_{ri} \ddot{\mathbf{q}}_{ri} + \mathbf{C}_{ri} \dot{\mathbf{q}}_{ri} + \mathbf{K}_{ri} \mathbf{q}_{ri} = \mathbf{F}_{ri} + \mathbf{R}_{ri} \quad (23)$$

$$\mathbf{B}_{ri} = \sum_{k=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_k^T \mathbf{B}_k \mathbf{A}_k \quad (24a)$$

$$\mathbf{C}_{ri} = \sum_{k=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_k^T \mathbf{C}_k \mathbf{A}_k \quad (24b)$$

$$\mathbf{K}_{ri} = \sum_{k=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_k^T \mathbf{K}_k \mathbf{A}_k \quad (24c)$$

$$\mathbf{F}_{ri} = \sum_{k=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_k^T \mathbf{F}_k \quad (24d)$$

Wektory sił brzegowych \mathbf{R}_k dotyczące elementów skończonych między pośrednimi węzłami odcinka szyny znikają po wykonaniu sumowania $\mathbf{R}_{ri} = \sum_{k=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_k^T \mathbf{R}_k$. Niezerowe pozostają tylko dwa wektory związane z elementami skrajnymi, które zawierają siły brzegowe w węzłach skrajnych.

2. Równanie łączne trzech odcinków szyny

Po sformułowaniu równań ruchu szyny w obrębie odcinka centralnego i stref dojazdowych, oznaczonych kolejno indeksami $i = 0, 1, 2$, otrzymuje się zbiór trzech równań (23), które można zapisać łącznie, wprowadzając nowy wektor przemieszczeń węzłowych \mathbf{Q}_r . Wektor ten zawiera przemieszczenia węzłów szyny numerowanych na nowo w całym obszarze od 0 do $L = L_1 + L_0 + L_2$, z wyłączeniem węzłów skrajnych, które należy traktować jako utwierdzone. Po określeniu transformacji przemieszczeń $\mathbf{q}_{ri} = \mathbf{A}_{ri} \mathbf{Q}_r$ i dodaniu stronami równań (23), pomnożonych lewostronnie przez macierz transformacji \mathbf{A}_{ri}^T , otrzymuje się równanie ruchu szyny:

$$\mathbf{B}_{rr} \ddot{\mathbf{Q}}_r + \mathbf{C}_{rr} \dot{\mathbf{Q}}_r + \mathbf{K}_{rr} \mathbf{Q}_r = \mathbf{F}_r \quad (25)$$

$$\mathbf{B}_{rr} = \sum_{i=0}^2 \mathbf{A}_{ri}^T \mathbf{B}_{ri} \mathbf{A}_{ri} \quad (26a)$$

$$\mathbf{C}_{rr} = \sum_{i=0}^2 \mathbf{A}_{ri}^T \mathbf{C}_{ri} \mathbf{A}_{ri} \quad (26b)$$

$$\mathbf{K}_{rr} = \sum_{i=0}^2 \mathbf{A}_{ri}^T \mathbf{K}_{ri} \mathbf{A}_{ri} \quad (26c)$$

$$\mathbf{F}_r = \sum_{i=0}^2 \mathbf{A}_{ri}^T \mathbf{F}_{ri} \quad (26d)$$

w którym wektor sił brzegowych $\mathbf{R}_r = \sum_{i=0}^2 \mathbf{A}_{ri}^T \mathbf{R}_{ri}$ zeruje się po uwzględnieniu warunków brzegowych na końcach szyny.

Aby równanie (25) było w pełni określone, należy wyznaczyć jawną postać wektora (21), biorąc pod uwagę pełne obciążenie szyny $f_r(x, t)$ wynikające z działania obciążenia użytkowego (7) i reakcji podłoża modelującego podsypkę (por. równanie (11)). Obciążenie elementu skończonego k określa wzór:

$$f_{rk}(x_k, t) = \sum_{j=1}^{N_M} (M_j g - M_j \ddot{w}_{rkj}) \delta(x_k - s_{kj}) + k(x_k) w_{ge} + c(x_k) \dot{w}_{ge} \quad (27)$$

gdzie $0 \leq x_k \leq l_k$, przy czym trzeba podstawić:

$$s_{kj}(t) = \begin{cases} s_j(t) - (k-1)l_k, & \text{gdy } i=1 \\ s_j(t) - (k-1)l_k - L_1, & \text{gdy } i=0 \\ s_j(t) - (k-1)l_k - L_1 - L_0, & \text{gdy } i=2 \end{cases} \quad (28)$$

w zależności od tego, do którego odcinka szyny należy rozważany element. Ponadto w obrębie centralnego odcinka szyny $w_{ge} = \mathbf{N}_e^T \mathbf{W}_e$, $\dot{w}_{ge} = \mathbf{N}_e^T \dot{\mathbf{W}}_e$, na podstawie relacji (14b), w strefach dojazdowych: $w_{ge} = 0$, $\dot{w}_{ge} = 0$. Przyspieszenie pionowego ruchu szyny śledzące położenie masy M_j w obszarze elementu k wynosi:

$$\ddot{w}_{rkj} = \ddot{w}_{rk}[s_{kj}(t), t] = \frac{d^2}{dt^2} (\mathbf{N}_k^T [s_{kj}(t)/l_k] \mathbf{W}_k(t)) = \ddot{\tilde{\mathbf{N}}}_k^T \mathbf{W}_k + 2\dot{\tilde{\mathbf{N}}}_k^T \dot{\mathbf{W}}_k + \tilde{\mathbf{N}}_k^T \ddot{\mathbf{W}}_k \quad (29)$$

jeśli $0 < s_{kj} \leq l_k$, przy czym przyjęto oznaczenia: $\tilde{\mathbf{N}}_{kj} = \mathbf{N}_k[\zeta_{jk}(t)]$, $\zeta_{jk}(t) = s_{jk}(t)/l_k$. W pozostałych przypadkach, tzn. gdy $s_{kj} \leq 0$ lub $s_{kj} > l_k$, przy-

spieszenie śledzące jest równe zero, wówczas wystarczy przyjąć, że $\tilde{\mathbf{N}}_{kj} = 0$. Uwzględniając, że $\dot{s}_{kj} = v$, bo $s_j(t) = vt - d_j$, otrzymuje się:

$$\dot{\tilde{\mathbf{N}}}_k = \dot{\mathbf{N}}_k[\zeta_{kj}(t)] = \frac{v}{l_k} \frac{d\mathbf{N}_k}{d\xi} = \frac{v}{l_k} \mathbf{N}'_k, \quad \ddot{\tilde{\mathbf{N}}}_k = \ddot{\mathbf{N}}_k[\zeta_{kj}(t)] = \frac{v^2}{l_k^2} \frac{d^2\mathbf{N}_k}{d\xi^2} = \frac{v^2}{l_k^2} \mathbf{N}''_k \quad (30)$$

Po wprowadzeniu zmiennej bezwymiarowej $\xi = x_k/l_k$ funkcja delta Diraca przyjmuje postać $\delta(x_k - s_{kj}) = \delta(\xi l_k - \zeta_{kj} l_k) = (1/l_k)\delta(\xi - \zeta_{kj})$. Wtedy

$$\mathbf{F}_k = \sum_{j=1}^{N_M} \tilde{\mathbf{N}}_{kj} (M_j g - M_j \ddot{w}_{rkj}) + \left(l_k \int_0^1 \mathbf{N}_k [k(\xi) w_{ge} + c(\xi) \dot{w}_{ge}] d\xi \right)_{\text{gd}y \ i=0} \quad (31)$$

na podstawie wzoru (21), co po uwzględnieniu równań (29), (30) i (14b) prowadzi do wyniku:

$$\mathbf{F}_k = \tilde{\mathbf{F}}_k - \tilde{\mathbf{K}}_k \mathbf{W}_k - \tilde{\mathbf{C}}_k \dot{\mathbf{W}}_k - \tilde{\mathbf{B}}_k \ddot{\mathbf{W}}_k + (\mathbf{K}_{ke} \mathbf{W}_e + \mathbf{C}_{ke} \dot{\mathbf{W}}_e)_{\text{gd}y \ i=0} \quad (32)$$

$$\left. \begin{aligned} \tilde{\mathbf{K}}_k(t) &= \frac{v^2}{l_k^2} \tilde{\mathbf{N}}_k \{\mathbf{M}\} \tilde{\mathbf{N}}_k^T, & \tilde{\mathbf{C}}_k(t) &= \frac{2v}{l_k} \tilde{\mathbf{N}}_k \{\mathbf{M}\} \tilde{\mathbf{N}}_k^T \\ \tilde{\mathbf{B}}_k(t) &= \tilde{\mathbf{N}}_k \{\mathbf{M}\} \tilde{\mathbf{N}}_k^T, & \tilde{\mathbf{F}}_k(t) &= \tilde{\mathbf{N}}_k \{\mathbf{M}\} \mathbf{1} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

$$\mathbf{K}_{ke} = k_w l_k \int_0^1 [1 + \kappa(\xi)] \mathbf{N}_k \mathbf{N}_e^T d\xi, \quad \mathbf{C}_{ke} = c_w l_k \int_0^1 [1 + \gamma(\xi)] \mathbf{N}_k \mathbf{N}_e^T d\xi \quad (34)$$

gdzie $\mathbf{1} = [1, \dots, 1]^T$, $\dim \mathbf{1} = (N_M \times 1)$, $\{\mathbf{M}\} = \text{diag}(M_1, M_2 \dots)$, $\dim \{\mathbf{M}\} = (N_M \times N_M)$ oraz $\tilde{\mathbf{N}}_k = [\tilde{\mathbf{N}}_{k1}, \tilde{\mathbf{N}}_{k2} \dots]$, $\dim \tilde{\mathbf{N}}_k = (4 \times N_M)$. Dalsza procedura prowadzona według wzorów (24d) i (26d), z uwzględnieniem relacji (14a) i transformacji $\mathbf{q}_{ri} = \mathbf{A}_{ri} \mathbf{Q}_r$, powoduje przekształcenie równania (25) do postaci:

$$\begin{aligned} & [\mathbf{B}_{rr} + \tilde{\mathbf{B}}_{rr}(t)] \ddot{\mathbf{Q}}_r + [\mathbf{C}_{rr} + \tilde{\mathbf{C}}_{rr}(t)] \dot{\mathbf{Q}}_r + [\mathbf{K}_{rr} + \tilde{\mathbf{K}}_{rr}(t)] \mathbf{Q}_r = \\ & = \tilde{\mathbf{F}}_r(t) + \mathbf{A}_{r0}^T \sum_{k=1}^{n_{r0}} \mathbf{A}_k^T \mathbf{K}_{ke} \mathbf{W}_e + \mathbf{A}_{r0}^T \sum_{k=1}^{n_{r0}} \mathbf{A}_k^T \mathbf{C}_{ke} \dot{\mathbf{W}}_e \end{aligned} \quad (35)$$

przy czym struktura macierzy $\tilde{\mathbf{B}}_{rr}(t)$, $\tilde{\mathbf{C}}_{rr}(t)$, $\tilde{\mathbf{K}}_{rr}(t)$ i wektora $\tilde{\mathbf{F}}_r(t)$ jest określona wzorami (24) i (26), do których należy podstawić definicję macierzy (33).

3. Równanie ruchu dźwigara mostowego

Przekształcając zależność (12) metodą analogiczną do przedstawionej w pkt 1., otrzymuje się następujące równanie macierzowe:

$$\mathbf{B}_g \ddot{\mathbf{q}}_g + \mathbf{C}_g \dot{\mathbf{q}}_g + \mathbf{K}_g \mathbf{q}_g = \mathbf{F}_g + \mathbf{R}_g \quad (36)$$

$$\mathbf{B}_g = \sum_{e=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_e^T \mathbf{B}_e \mathbf{A}_e, \quad \mathbf{C}_g = \sum_{e=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_e^T \mathbf{C}_e \mathbf{A}_e, \quad \mathbf{K}_g = \sum_{e=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_e^T \mathbf{K}_e \mathbf{A}_e, \quad \mathbf{F}_g = \sum_{e=1}^{n_{ri}} \mathbf{A}_e^T \mathbf{F}_e \quad (37)$$

gdzie macierz \mathbf{A}_e przekształca przemieszczenia węzłowe dźwigara na przemieszczenia brzegowe elementów skończonych: $\mathbf{W}_e = \mathbf{A}_e \mathbf{q}_g$. Macierze bezwładności, tłumienia i sztywności elementów są zdefiniowane wzorami (20), przy czym indeksy k i r należy zamienić odpowiednio na indeksy e i g . Macierz tłumienia uzupełniona o składniki związane z tłumieniem materiałowym (z danym czasem retardacji κ_g) i konstrukcyjnym (z danym współczynnikiem tłumienia masowego μ_g) ma postać:

$$\mathbf{C}_e = c_w l_e \int_0^1 [1 + \gamma(\xi)] \mathbf{N}_e \mathbf{N}_e^T d\xi + \frac{\kappa_g E_g J_g}{l_e^3} \int_0^1 \mathbf{N}_e'' \mathbf{N}_e''^T d\xi + \mu_g m_g l_e \int_0^1 \mathbf{N}_e \mathbf{N}_e^T d\xi \quad (38)$$

Wektor równoważników obciążenia \mathbf{F}_e wynika z rozłożonego oddziaływania podsypki (por. równanie (12)), które w obszarze elementu skończonego e jest zdefiniowane wzorem: $f_{ge}(x, t) = k(x_e) w_{rk} + c(x_e) \dot{w}_{rk}$. Pamiętając, że podział dźwigara i szyny na elementy skończone jest taki sam ($l_e = l_k$), na podstawie wzoru (21) otrzymuje się:

$$\mathbf{F}_e = l_e \int_0^1 \mathbf{N}_e f_{ge}(\xi, t) d\xi = \mathbf{K}_{ek} \mathbf{W}_k + \mathbf{C}_{ek} \dot{\mathbf{W}}_k \quad (39)$$

$$\mathbf{K}_{ek} = k_w l_e \int_0^1 [1 + \kappa(\xi)] \mathbf{N}_e \mathbf{N}_k^T d\xi = \mathbf{K}_{ke}^T, \quad \mathbf{C}_{ek} = c_w l_e \int_0^1 [1 + \gamma(\xi)] \mathbf{N}_e \mathbf{N}_k^T d\xi = \mathbf{C}_{ke}^T \quad (40)$$

Równanie (36) opisuje drgania dźwigara mostowego w bazie przemieszczeń węzłowych \mathbf{q}_g obranych we wszystkich węzłach podziału na elementy skończone. Aby uwzględnić warunki brzegowe wynikające ze sposobu podparcia dźwigara, wprowadzany jest nowy zbiór przemieszczeń węzłowych \mathbf{Q}_g , w którym zostały wyeliminowane zerowe przemieszczenia węzłów. Po zdefiniowaniu przekształcenia $\mathbf{q}_g = \mathbf{A}_g \mathbf{Q}_g$ równanie ruchu (36) przyjmuje ostateczną postać:

$$\mathbf{B}_{gg} \ddot{\mathbf{Q}}_g + \mathbf{C}_{gg} \dot{\mathbf{Q}}_g + \mathbf{K}_{gg} \mathbf{Q}_g = \mathbf{A}_g^T \sum_{e=1}^{n_g} \mathbf{A}_e^T \mathbf{K}_{ek} \mathbf{W}_k + \mathbf{A}_g^T \sum_{e=1}^{n_g} \mathbf{A}_e^T \mathbf{C}_{ek} \dot{\mathbf{W}}_k \quad (41)$$

$$\mathbf{B}_{gg} = \mathbf{A}_g^T \mathbf{B}_g \mathbf{A}_g, \quad \mathbf{C}_{gg} = \mathbf{A}_g^T \mathbf{C}_g \mathbf{A}_g, \quad \mathbf{K}_{gg} = \mathbf{A}_g^T \mathbf{K}_g \mathbf{A}_g, \quad \mathbf{F}_g = \mathbf{A}_g^T \mathbf{F}_g \quad (42)$$

przy czym $n_g = n_{r0}$.

4. Równanie drgań układu: dźwigar – szyna – pociąg

Drgania mostu spowodowane przejazdem pociągu ze stałą prędkością v , a także drgania szyn w strefach dojazdowych opisują dwa sprzężone równania (35) i (41). Po podstawieniu do tych równań zależności:

$$\mathbf{W}_k = \mathbf{A}_k \mathbf{q}_{r0} = \mathbf{A}_k \mathbf{A}_{r0} \mathbf{Q}_r, \quad \mathbf{W}_e = \mathbf{A}_e \mathbf{q}_g = \mathbf{A}_e \mathbf{A}_g \mathbf{Q}_g \quad (43)$$

można je zapisać łącznie w ogólnie znanej postaci:

$$\mathbf{B}(t) \ddot{\mathbf{Q}} + \mathbf{C}(t) \dot{\mathbf{Q}} + \mathbf{K}(t) \mathbf{Q} = \mathbf{F}(t) \quad (44)$$

która ma następującą strukturę blokową:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{B}_{rr} + \tilde{\mathbf{B}}_{rr} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{B}_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{Q}}_r \\ \ddot{\mathbf{Q}}_g \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{rr} + \tilde{\mathbf{C}}_{rr} & -\mathbf{C}_{rg} \\ -\mathbf{C}_{gr} & \mathbf{C}_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{Q}}_r \\ \dot{\mathbf{Q}}_g \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{rr} + \tilde{\mathbf{K}}_{rr} & -\mathbf{K}_{rg} \\ -\mathbf{K}_{gr} & \mathbf{C}_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_r \\ \mathbf{Q}_g \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{F}}_r \\ \mathbf{0} \end{bmatrix},$$

gdzie

$$\mathbf{K}_{gr} = \mathbf{A}_g^T \left(\sum_{e=1}^{n_g} \mathbf{A}_e^T \mathbf{K}_{ek} \mathbf{A}_k \right) \mathbf{A}_{r0} = \mathbf{K}_{rg}^T, \quad \mathbf{C}_{gr} = \mathbf{A}_g^T \left(\sum_{e=1}^{n_g} \mathbf{A}_e^T \mathbf{C}_{ek} \mathbf{A}_k \right) \mathbf{A}_{r0} = \mathbf{C}_{rg}^T \quad (45)$$

Rozwiązanie macierzowego równania (44) otrzymuje się numerycznie, np. całkując jawną bezwarunkowo stabilną metodą Newmarka.

5. Podsumowanie

Zdefiniowany równaniem (44) płaski model obliczeniowy belkowego mostu kolejowego umożliwi randomizację własności materiału podsypki przez przyjęcie założenia, że funkcyjne parametry sztywności i tłumienia warstwy podsypki tłuczniowej $k(x) = k_w[1 + \kappa(x)]$ i $c(x) = c_w[1 + \gamma(x)]$ są określone ciągły-

mi, stacjonarnymi funkcjami losowymi $\kappa(x)$ i $\gamma(x)$ o znanych gęstościach widmowych. Zastosowany algorytm modelowania mostu pozwala na odrębną deklarację parametrów rozkładu funkcji gęstości w obszarze każdego z trzech rozważanych odcinków szyny. Można też przyjąć w uproszczeniu, że losowe własności ma jedynie podsypka w obszarze nawierzchni kolejowej na moście. Opisane podejście może być stosowane zarówno do mostów jednoprzęsłowych – stosunkowo krótkich, jak i do mostów wieloprzęsłowych (ciągłych) o większych rozpiętościach, przy czym opis cech losowych pozostaje bez zmian dzięki przyjęciu ciągłego modelu podsypki.

Analiza niestacjonarnych drgań mostu z losowymi parametrami podsypki będzie przedmiotem dalszych badań, przy czym przewidywane jest zastosowanie podejścia symulacyjnego metodą Monte Carlo. Do numerycznej symulacji funkcji losowych jest planowane zastosowanie najprostszej aproksymacji trygonometrycznej zapisanej wzorem (2) lub użycie bardziej zaawansowanych algorytmów sekwencyjnych typu ARMA [12]. W każdym przypadku wyznaczenie charakterystyk probabilistycznych drgań mostu wiąże się z dużym nakładem obliczeniowym, który w dużym stopniu zależy od efektywności algorytmu symulacji przebiegów drgań mostu. Z tego powodu analizę drgań losowych należy poprzedzić testami numerycznymi zagadnienia deterministycznego, aby ustalić optymalne wartości parametrów decydujących o rozmiarze zadania, który ma istotny wpływ na czas obliczeń. Badania w tym zakresie są przedstawione w pracy [14], która stanowi drugą (numeryczną) część opracowania tematu niniejszej publikacji.

Praca została wykonana w ramach projektu badawczego nr N N506 0992 40 finansowanego w latach 2011-2013 przez Narodowe Centrum Nauki.

Literatura

- [1] Fryba L.: A rough assessment of railway bridges for high speed trains, *Engineering Structures*, no 23, 2001, s. 548-556.
- [2] Tanabe M., Wakuj H., Matsumoto N., Okuda H., Sogabe M., Komiya S.: Computational model of a Shinkansen train running on the railway structure and the industrial applications, *Journal of Materials Processing Technology*, no 140, 2003, s. 705-710.
- [3] Xia H., Zhang N., Guo W.W.: Analysis of resonance mechanism and conditions of train-bridge system, *Journal of Sound and Vibration*, no 297, 2006, s. 810-822.
- [4] Takemiya H.: Analysis of wave field from high-speed train on viaduct at shallow/deep soft grounds, *Journal of Sound and Vibration*, no 310, 2008, s. 631-649.
- [5] Lia Y., Qianga S., Liaoa H., Xu Y.L.: Dynamics of wind-rail-vehicle-bridge systems, *Journal of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics*, no 93, 2005, s. 483-507.
- [6] Lu F., Lin J.H., Kennedy D., Williams F.W.: An algorithm to study non-stationary random vibrations of vehicle-bridge systems, *Computers and Structures*, no 87, 2009, s. 177-185.

- [7] Podwórna M.: Determination of the design model for simulating vibrations of steel beam bridges under moving trains, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, no 4(1), 2004, s. 57-69.
- [8] Klasztorny M.: *Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybko-bieżnymi*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2005.
- [9] Au F.T.K., Wang J.J., Cheung Y.K.: Impact study of cable-stayed railway bridge with random rail irregularities, *Engineering Structures*, no 24(5), 2002, s. 529-541.
- [10] Biondi B., Muscolino G., Sofi A.: A substructure approach for the dynamic analysis of train-track-bridge system, *Computers and Structures*, no 83, 2005, s. 2271-2281.
- [11] Biondi B., Muscolino G., Sofi A.: Analysis of dynamic interaction between suspension bridges and running trains, *Structural Dynamics EURODDYN2002*, ed. H. Grundmann and G.I. Schueller, 2002, s. 1041-1046.
- [12] Sobczyk K., Spencer B.F.: *Stochastyczne modele zmęczenia materiałów*, PWN, Warszawa 1996.
- [13] Śniady P.: *Podstawy stochastycznej dynamiki konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000.
- [14] Bryja D., Hołubowski R., Podwórna M.: Modelowanie belkowych mostów kolejowych z zastosowaniem metody GFEM. Część II. Testy numeryczne, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, nr 283, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, z. 59, 2012, s. 21-33.
- [15] Chung T.J.: *Computational fluid dynamics*, Cambridge University Press, New York 2006.
- [16] Łodygowski T., Kąkol W.: *Metoda elementów skończonych w wybranych zagadnieniach konstrukcji inżynierskich*, Wydaw. Politechniki Poznańskiej, Poznań 1994.

MODELING OF RAILWAY BEAM BRIDGES BY USING GFEM METHOD. PART I. THEORETICAL FORMULATION

Summary

The paper presents the GFEM algorithm for modeling railway beam bridges with random parameters of rail bed (ballast) treated as a continuous non-inertial foundation. To approximate dynamic displacements of the bridge girder and rails, special local shape functions have been derived on the basis of the exact solution of the static equation of an Euler beam resting on elastic foundation. Alternatively, Hermite's shape functions are used. Vertical bridge vibrations caused by the train moving at constant velocity are considered under assumption that the train is idealized as a set of moving masses. In order to simulate the dynamic state of the system when the train arrives at the bridge, it is assumed that the train starts sufficiently far ahead of the bridge girder. The approach zones of the rail track at both bridge ends are analyzed as an Euler beam on viscoelastic foundation. The presented algorithm is expected to be effective in Monte Carlo simulations. In that case it can be easily expanded by taking into account more realistic physical model of a train in the form of MDOF system.

Danuta BRYJA¹
Ryszard HOŁUBOWSKI
Monika PODWÓRNA
Politechnika Wroclawska

MODELOWANIE BELKOWYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH Z ZASTOSOWANIEM METODY GFEM. CZĘŚĆ II. TESTY NUMERYCZNE

Tematem pracy są testy numeryczne modelu obliczeniowego belkowych mostów kolejowych z podsypką w postaci ciągłego podłoża lepko-sprężystego. Model sformułowano w odrębnej pracy [1] metodą GFEM, z uwzględnieniem losowej zmienności parametrów podsypki. Zakres omawianych testów numerycznych ogranicza się do zagadnień deterministycznych i obejmuje: zagadnienie własne, drgania wymuszone przejazdem pociągu ze stałą prędkością oraz stowarzyszone z nimi rozwiązania quasi-statyczne. Przyjęto następujące cele badań: a) dobór funkcji kształtu, b) weryfikacja modelu mostu za pomocą komercyjnego programu SOFiSTiK, c) ustalenie dostatecznej gęstości podziału układu na elementy skończone. Testy wykazały poprawność sformułowania algorytmu i potwierdziły oczekiwaną bardzo dobrą efektywność jego działania. Algorytm umożliwia istotne zmniejszenie rozmiaru zadania, w porównaniu ze standardową metodą elementów skończonych.

1. Wprowadzenie

Przedmiotem niniejszej publikacji jest omówienie wyników testów numerycznych modelu obliczeniowego belkowych mostów kolejowych, który został sformułowany przez autorów w pracy [1], z zastosowaniem metody GFEM (*Galerkin Finite Element Method* [2]). Model opracowano na potrzeby przyszłych badań związanych z oceną wpływu losowej zmienności parametrów podsypki toru kolejowego na charakterystyki drgań mostów na liniach dużych prędkości pociągów. Do wyznaczenia charakterystyk probabilistycznych drgań mostu przewiduje się zastosowanie metody Monte Carlo. Podejście to wiąże się z koniecznością tworzenia wielu realizacji badanych procesów (przebiegów dynamicznych), co sprawia, że kluczowym zagadnieniem jest właściwy dobór dostatecznie efektywnej metody wyznaczania drgań i symulacji losowych parametrów układu. Zdaniem autorów model obliczeniowy zaproponowany przez

¹ danuta.bryja@pwr.wroc.pl

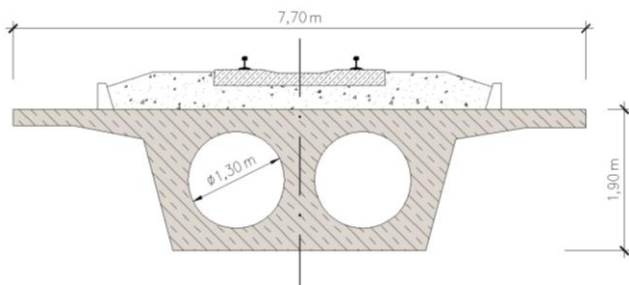
nich w pracy [1] może okazać się korzystniejszy w aspekcie rozważanego zagadnienia od modeli dotychczas stosowanych. Główna koncepcja modelu polega na idealizacji podsypki toru kolejowego za pomocą ciągłego nieinercyjnego podłoża liniowo lepko-sprężystego, z zachowaniem ogólnej idei podziału układu na elementy skończone. Rozważany układ jest złożony z dwóch zasadniczych podukładów: dźwigara mostowego i szyn toru kolejowego, które podzielono na trzy strefy – strefę centralną położoną na moście oraz dwie strefy dojazdowe. Przyjęcie ciągłego modelu warstwy podsypki tłuczniowej umożliwi w przyszłych badaniach deklarację losowych fluktuacji parametrów podsypki za pomocą ciągłych, stacjonarnych funkcji losowych, które mogą być stosunkowo łatwo symulowane numerycznie podczas wyznaczania drgań [1].

Zakres testów numerycznych omawianych w pracy ogranicza się do zagadnień deterministycznych i obejmuje: zagadnienie własne, drgania wymuszone przejazdem pociągu ze stałą prędkością oraz stowarzyszone z nimi rozwiązania quasi-statyczne. Przyjęto następujące cele badań:

- dobór funkcji kształtu elementu skończonego w metodzie GFEM,
- weryfikacja modelu mostu za pomocą komercyjnego programu komputerowego SOFiSTiK,
- ustalenie dostatecznej gęstości podziału układu na elementy skończone, z punktu widzenia dokładności przebiegów drgań wymuszonych przejazdem pociągu.

Założono, że parametry opisujące sztywność i tłumienie podsypki są wielkościami deterministycznymi i są stałe na całej długości toru kolejowego, łącznie ze strefami dojazdowymi. Pociąg jest modelowany zbiorem nieresorowanych mas skupionych lub sił skupionych.

Analizy numeryczne przeprowadzono dla wstępnie zaprojektowanego, swobodnie podpartego jednotorowego mostu kolejowego o rozpiętości $L_0 = 30$ m. Dźwigar mostu, pokazany w przekroju poprzecznym na rys. 1., zaprojektowano jako żelbetowy z betonu klasy C40/50. Sztywność giętna dźwigara wynosi $E_g I_g = 1,0703358 \cdot 10^{11}$ Nm². Masę warstwy podsypki tłuczniowej o wysokości 50 cm oraz masę podkładów kolejowych wliczono do masy dźwigara, która wynosi łącznie $m_g = 3,3147 \cdot 10^4$ kg/m. Przyjęto, że sztywność i parametr tłumienia podsypki mają następujące wartości: $k_w = 1,1 \cdot 10^8$ N/m², $c_w = 2,8667 \cdot 10^5$ Ns/m² [3].



Rys. 1. Schematyczny przekrój poprzeczny mostu

W przykładzie zastosowano szyny typu UIC60. Sztywność belki modelującej szyny $E_r I_r = 1,22831 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2$ obliczono, sumując momenty bezwładności obu szyn toru; masa jednostkowa belki złożonej z dwóch szyn wynosi $m_r = 1,21 \cdot 10^2 \text{ kg/m}$. Aby zminimalizować wpływ warunków brzegowych na końcach szyny na jej drgania w strefie mostu oraz uwzględnić efekt propagacji drgań szyny, wstępnie przyjęto (na podstawie pracy [4]), że długości stref dojazdowych toru wynoszą $L_1 = L_2 = 300 \text{ m}$. Następnie na podstawie analiz numerycznych stwierdzono, że zmniejszenie długości stref kolejno do 200 i 100 m nie powoduje różnic w wynikach obliczeń dynamicznych, co jest zgodne z wnioskiem autorów pracy [5], którzy uznali, że wystarczające jest stosowanie stref dojazdowych o długościach równych podwojonej rozpiętości mostu. Ostatecznie do obliczeń przyjęto $L_1 = 100 \text{ m}$ oraz $L_2 = 100 \text{ m}$.

W symulacjach przejazdu pociągu przez most wykorzystano japoński pociąg pasażerski typu Shinkansen. Jego maksymalna prędkość eksploatacyjna wynosi 270 km/h. Pociąg składa się z ośmiu dwudziestopięciometrowych powtarzalnych jednostek napędowych, z których każda zawiera dwa dwuosiowe wózki jezdne. Osiowy rozstaw wózków jezdnych wynosi 17,50 m, natomiast osiowy rozstaw zestawów kołowych – 2,50 m. Przy maksymalnym obciążeniu użytkowym łączna masa pojazdu przypadająca na j -ty zestaw kołowy ma wartość $M_j = 13\,875 \text{ kg}$. Skład pociągu jest wobec tego reprezentowany przez 32 masy skupione, a jego długość wynosi 200 m.

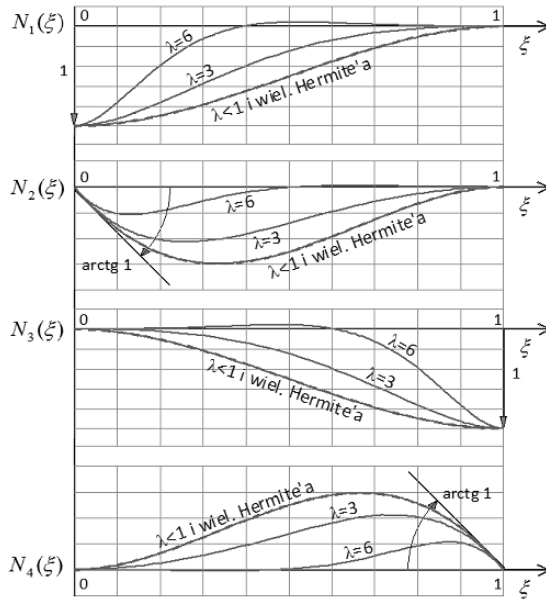
2. Dobór funkcji kształtu

W metodzie GFEM rolę funkcji wagowych pełnią globalne funkcje bazowe, które są złożone z funkcji lokalnych (funkcji kształtu), służących do aproksymacji przemieszczeń w obrębie elementu skończonego. Rozważono dwa typy funkcji kształtu: standardowe wielomiany Hermite'a i funkcje specjalne, wprowadzone przez autorów w pracy [1] na podstawie ścisłego rozwiązania jednorodnego równania różniczkowego opisującego statyczny problem zginania belki spoczywającej na podłożu sprężystym o stałej sztywności. Na rysunku 2. porównano wykresy tych funkcji, przy czym funkcje specjalne zależą od parametru $\lambda = (l/\sqrt{2})\sqrt[4]{k/EJ}$, gdzie EJ jest sztywnością belki, k – sztywnością podłoża, l – długością elementu.

Zgodnie z oczekiwaniami przy ustalonej długości elementu funkcje specjalne zbliżają się do funkcji Hermite'a, gdy maleje sztywność podłoża. Podobna sytuacja ma miejsce, gdy relacja k/EJ jest ustalona, a długość elementu maleje. Trudno jest zatem ocenić, jaki rzeczywisty wpływ na zbieżność rozwiązań ma gęstość podziału belki na elementy skończone. W związku z tym przeprowadzono następujący eksperyment numeryczny: porównano „ściśle” częstości własne belki swobodnie podpartej spoczywającej na podłożu Winklera wyrażone wzorem [6]:

$$\omega_n = n^2 \pi^2 \sqrt{EJ / ml^4} \cdot \sqrt{1 + \frac{kl^4}{n^4 \pi^4 EJ}}, \quad n = 1, 2 \dots$$

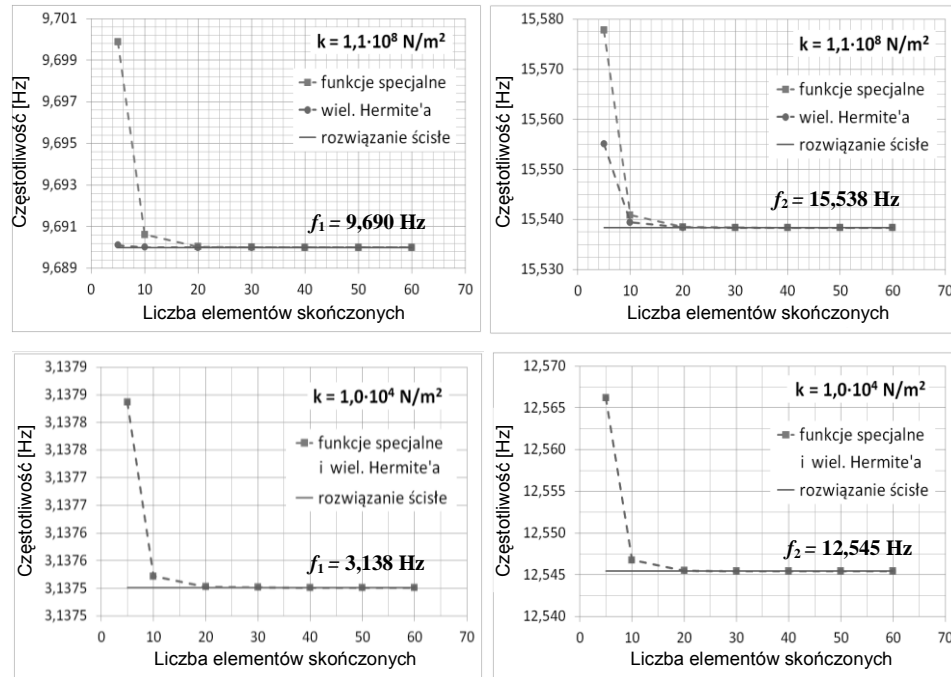
z częstościami własnymi modelu belki utworzonego metodą GFEM z zastosowaniem wielomianów Hermite'a i funkcji specjalnych.



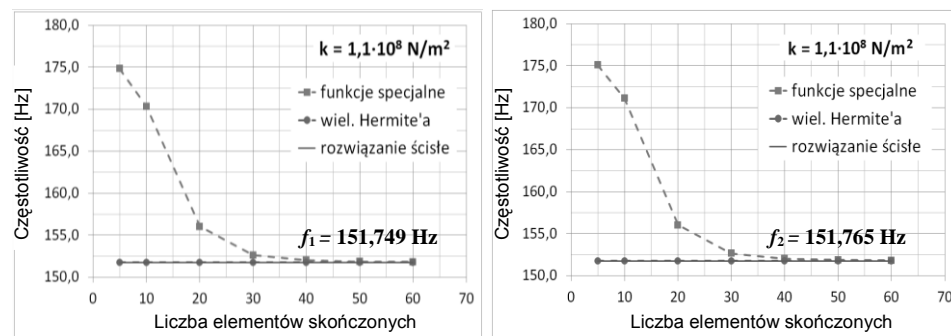
Rys. 2. Funkcje specjalne i funkcje Hermite'a

Przeanalizowano drgania własne dwóch belek o rozpiętości 30 m – belki I o parametrach dźwigara mostu kolejowego oraz belki II, która jest równoważna obu szynom toru. Przykładowe wyniki obliczeń pokazano na rys. 3. i 4., przy czym częstości własne wyrażono w hercach, co oznacza, że częstości kołowe ω_i zastąpiono częstotliwościami $f_i = \omega_i / 2\pi$. Częstości własne belki I wyznaczono, przyjmując dwie różne sztywności podłoża: $k = 1,1 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$ oraz $k = 1,1 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$. Pierwsza jest taka sama, jak sztywność podsypki w analizowanym przykładzie mostu kolejowego. Druga, hipotetyczna jest bardzo mała, wzięta pod uwagę m.in. dlatego, by pokazać, że częstości drgań własnych belki I przy bardzo małej sztywności podłoża są prawie takie same, jak częstości mostu kolejowego w początkowej strefie widma własnego.

Rozwiązania przedstawione na rys. 3. różnią się nieznacznie – różnice między nimi nie przekraczają 0,04 Hz, nawet przy najrzadszym podziale belki na 5 elementów skończonych. Funkcje Hermite'a zapewniają jednak lepszą zbieżność rozwiązań niż funkcje specjalne. Skuteczność funkcji specjalnych maleje wraz ze wzrostem sztywności podłoża, co jest dość zaskakujące i wyraźnie wi-



Rys. 3. Dwie pierwsze częstotliwości drgań własnych belki I (dźwigar) obliczone dla dwóch różnych parametrów sztywności podłoża



Rys. 4. Dwie pierwsze częstotliwości drgań własnych belki II (szyna)

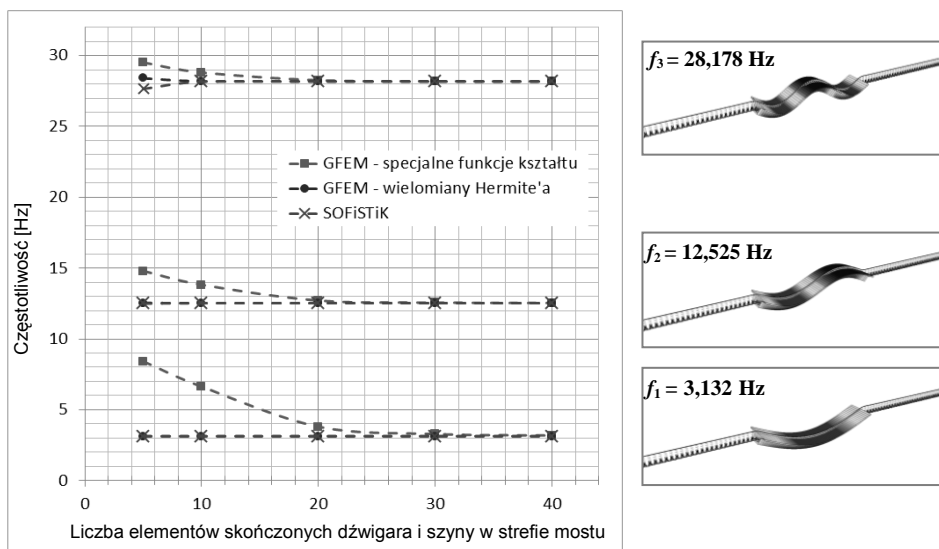
doczne na rys. 4., czyli w przypadku belki II, dla której relatywna sztywność podłoża k/EJ jest znacznie większa niż dla belki I. Im większy jest stosunek k/EJ , tym większa musi być liczba elementów skończonych, aby uzyskać dokładny wynik przy zastosowaniu funkcji specjalnych. Funkcje Hermite'a dają szybko zbieżne rozwiązania niezależnie od relacji k/EJ . Rozważane dwa warianty metody GFEM prowadzą do takich samych rozwiązań, niezależnie od długo-

ści elementu, gdy sztywność podłoża jest bardzo mała, czyli gdy funkcje specjalne stają się funkcjami Hermite'a (por. rys. 2.).

Z rozważań wynika wniosek, że zależność funkcji specjalnych od parametru λ , wiążącego długość elementu z względną sztywnością podłoża, pogarsza zbieżność rozwiązań. Do podobnych wniosków doszli autorzy pracy [7], porównując efektywność funkcji Hermite'a i funkcji specjalnych w zagadnieniu drgań podłużnych mostu kolejowego. Funkcje specjalne wyprowadzili na podstawie ścisłego rozwiązania jednorodnego równania statycznego, opisującego problem rozciągania pręta spoczywającego na stycznym podłożu sprężystym.

3. Weryfikacja modelu obliczeniowego

Na rysunku 5. przedstawiono pierwsze trzy częstotliwości drgań własnych rozważanego mostu kolejowego, obliczone przy różnych gęstościach podziału na elementy skończone, jednakowego dla dźwigara i szyn w obrębie mostu. Częstotliwości zostały wyznaczone na podstawie modelu obliczeniowego utworzonego metodą GFEM i porównane z częstotliwościami obliczonymi za pomocą programu komputerowego SOFiSTiK, w którym zbudowano ekwiwalentny model mostu, zastępując podsypkę zbiorem izolowanych więzi lepko-sprężystych, zlokalizowanych w węzłach podziału na elementy skończone.



Rys. 5. Pierwsze trzy częstotliwości i formy drgań własnych mostu

Częstotliwości początkowej strefy widma własnego mostu są bardzo zbliżone do częstotliwości własnych belki testowej I, spoczywającej na podłożu sprężystym o bardzo małej sztywności. Odpowiadają im formy własne, w któ-

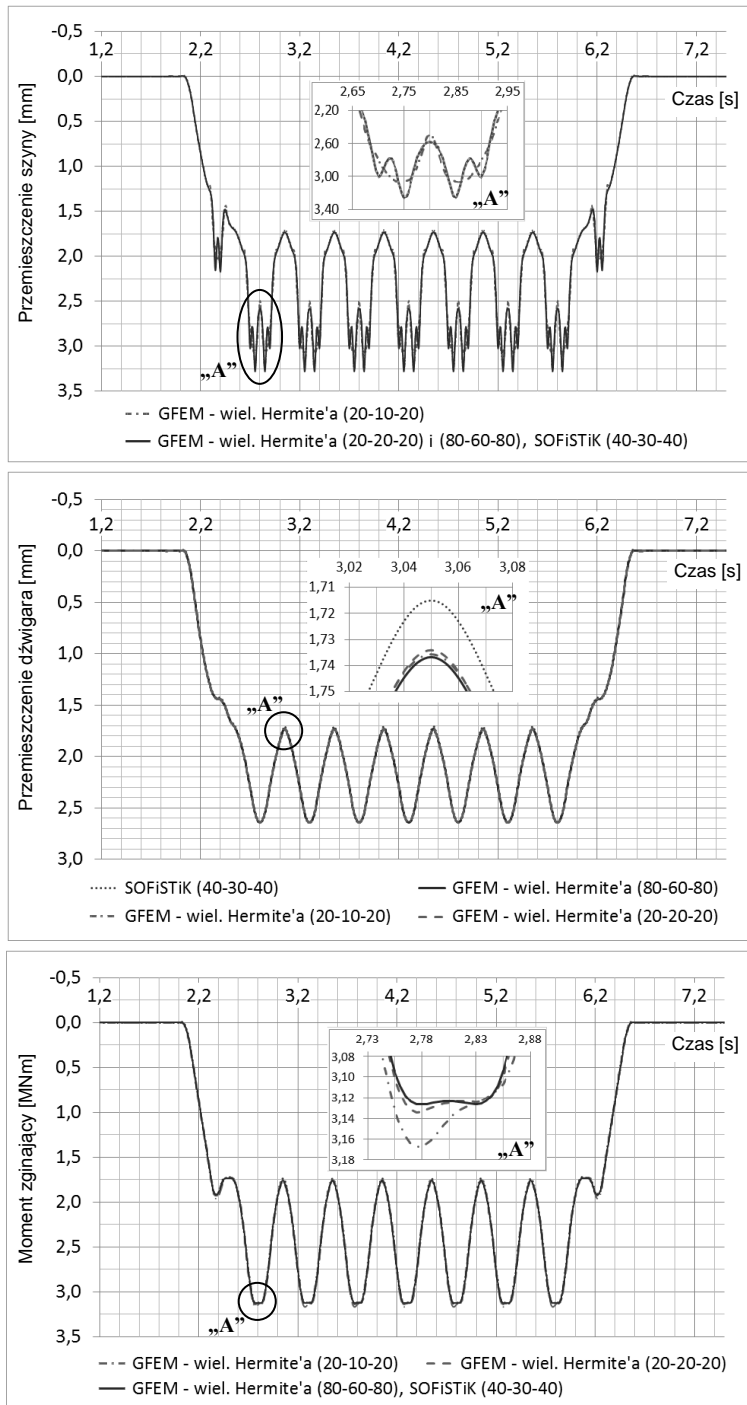
rych widoczny jest wyłącznie ruch dźwigara (rys. 5.). Stąd można wnioskować, że wpływ szyny opartej na podsypce na częstotliwości drgań dźwigara mostu jest znikomy. W dalszej strefie widma pojawiają się częstotliwości niewiele różniące się od częstotliwości własnych belki testowej II (rys. 4.). Odpowiadają im formy własne z dominacją ruchu szyn (rys. 6.). Pierwsza z tych częstotliwości (f_8) jest nieco niższa od częstotliwości podstawowej belki II, co jest zgodne z intuicją inżynierską – belka II jest oparta przez odkształcalne podłoże Winklera na sztywnej ostoji, natomiast dźwigar mostu stanowi dla szyny ostoję odkształcalną.



Rys. 6. Przykładowe formy własne drgań mostu z dominacją ruchu szyn

Przedstawione na rys. 5. wyniki obliczeń wskazują na bardzo dobrą skuteczność metody GFEM, jeśli funkcjami kształtu są wielomiany Hermite'a. Do wyznaczenia z techniczną dokładnością pierwszych trzech częstotliwości własnych wystarcza podział dźwigara na 5 elementów. Zastosowanie funkcji specjalnych powoduje istotne pogorszenie zbieżności w początkowej strefie widma własnego. Wyniki zbliżają się do dokładnych, gdy stosunek długości elementu do rozpiętości mostu nie przekracza jedności. Po osiągnięciu dostatecznej dokładności otrzymuje się w obu wariantach metody GFEM częstotliwości własne, zgodne z obliczonymi za pomocą programu SOFiSTiK, co jest potwierdzeniem poprawności opracowanego modelu obliczeniowego i prawidłowego działania autorskiego programu komputerowego.

O poprawności prezentowanego algorytmu świadczy także zgodność rozwiązań przedstawionych na rys. 7. Rysunek ilustruje przebiegi quasi-statyczne przemieszczeń dźwigara i szyny w środku rozpiętości mostu oraz momentu gnącego w środku rozpiętości dźwigara. Są to rozwiązania statyczne odpowiadające położeniom pociągu na torze w kolejnych chwilach obserwacji jego przejazdu. Czas jest tu jedynie parametrem, który w połączeniu z zadaną prędkością ruchu określa lokalizację sił skupionych, opisujących statyczne naciski na szynę zestawów kołowych pociągu. Do obliczeń przyjęto prędkość ruchu $v = 50 \text{ m/s}$. W chwili początkowej czoło pociągu znajduje się na początku strefy dojazdowej.



Rys. 7. Rozwiązania quasi-statyczne w środku rozpiętości mostu

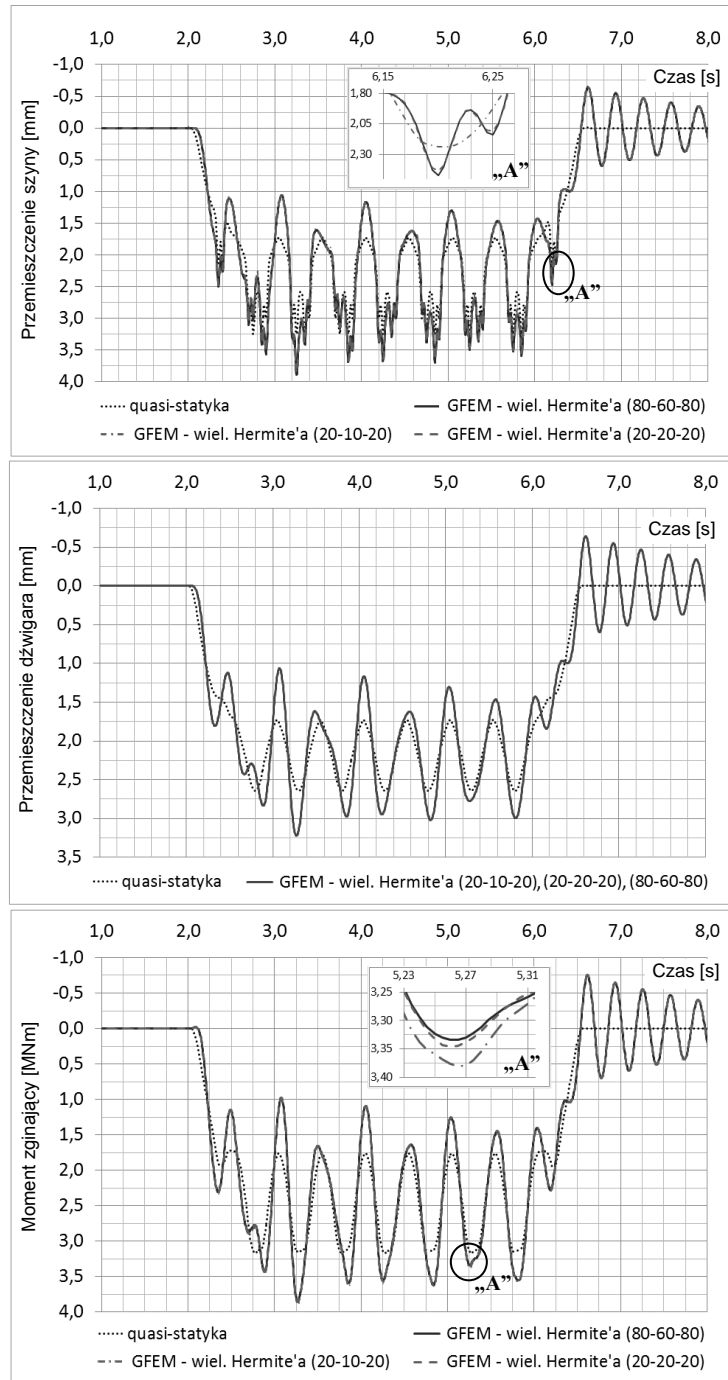
W legendzie rys. 7. zamieszczono oznaczenia typu (20-10-20), które określają gęstość podziału na elementy kolejnych podukładów: lewej strefy dojazdowej – dźwigara mostowego i szyn w obrębie mostu – prawej strefy dojazdowej. Przy podziale (20-20-20) w metodzie GFEM z funkcjami kształtu w postaci wielomianów Hermite’a i podziale (40-30-40) w programie SOFiSTiK otrzymuje się takie same wyniki, z dokładnością rzędu 1,5%. Oznacza to, że zaproponowany przez autorów model obliczeniowy jest poprawny, ponadto jest efektywniejszy od standardowego modelu FEM, umożliwia bowiem zastosowanie rzadszego podziału układu na elementy skończone – głównie szyn w strefach dojazdowych, ale także dźwigara, chociaż w mniejszym stopniu.

4. Gęstość podziału na elementy skończone w rozwiązaniach dynamicznych

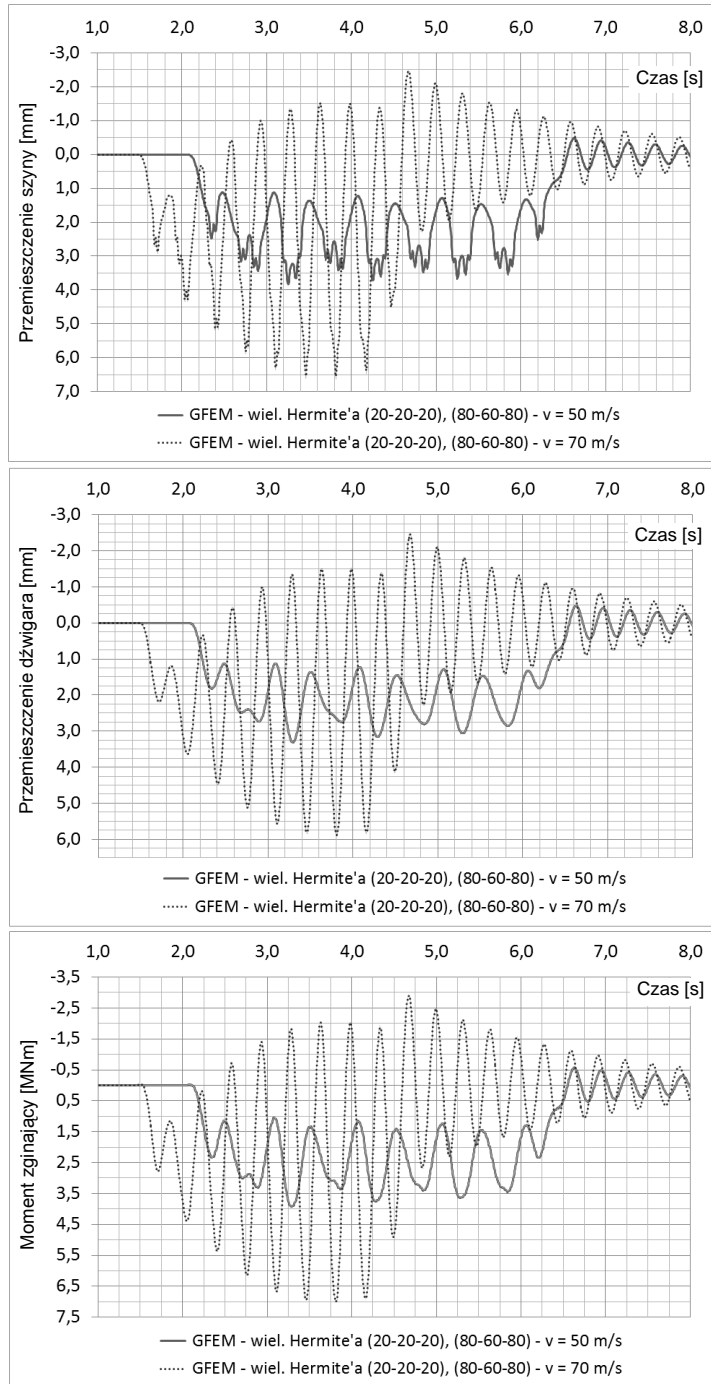
Problem doboru gęstości podziału układu na elementy skończone w rozwiązaniach dynamicznych rozważono tylko dla korzystniejszego wariantu metody GFEM, tzn. dla wariantu z funkcjami kształtu w postaci wielomianów Hermite’a. Obszernej analizie poddano najpierw drgania wymuszone układu, wyznaczone przy założeniu, że modelem pociągu jest zbiór sił skupionych poruszających się ze stałą prędkością $v = 50$ m/s. Wybrane wyniki obliczeń ilustruje rys. 8. W obliczeniach uwzględniono tłumienie materiałowe w szynach z czasem retardacji $\kappa_r = 2,1 \cdot 10^{-4}$ s oraz w przypadku dźwigara – tłumienie konstrukcyjne z parametrem wymiarowym $\mu_g = 0,984$ s⁻¹. Sposób opisu tłumienia w przyjętym modelu obliczeniowym podano w pracy [1]. Do całkowania numerycznego równań ruchu zastosowano bezwarunkowo stabilny wariant metody Newmarka z krokiem czasowym 0,001 s.

Na podstawie analizy zbieżności badanych rozwiązań wybrano dwie charakterystyczne gęstości podziału dźwigara i szyn w strefach dojazdowych: gęstość „dostateczną” z punktu widzenia dokładności rozwiązań (20-20-20) i zdecydowanie większą gęstość „porównawczą” (80-60-80). Następnie, biorąc pod uwagę tak wybrane dwie gęstości, wyznaczono przebiegi drgań mostu, uwzględniając pionowe siły inercji mas skupionych modelujących pociąg (rys. 9.). Rozpatrzono dwie prędkości ruchu pociągu: $v = 50$ m/s i $v = 70$ m/s. Z porównania uzyskanych rozwiązań wynikają następujące wnioski:

- podział stref dojazdowych na elementy skończone może być zdecydowanie rzadszy niż podział dźwigara, jeśli docelowym przedmiotem analizy są drgania mostu,
- gęstość podziału układu na elementy (20-20-20), przyjęta za „dostateczną” na podstawie analizy drgań wymuszonych ruchem sił skupionych, jest również wystarczająca z punktu widzenia dokładności rozwiązań w zakresie drgań wymuszonych ruchem mas skupionych,



Rys. 8. Rozwiązania dynamiczne w środku rozpiętości mostu (model pociągu: siły skupione)



Rys. 9. Rozwiązania dynamiczne w środku rozpiętości mostu (model pociągu: masy skupione)

- zwiększenie prędkości ruchu pociągu do 70 m/s powoduje pojawienie się drgań o znacznie większych amplitudach, a mimo to nie obserwuje się pogorszenia dokładności rozwiązań wyznaczonych przy gęstości podziału (20-20-20),
- gęstość „dostateczna” w aspekcie rozwiązań dynamicznych jest taka sama, jak gęstość podziału układu wyznaczona na podstawie rozwiązań quasi-statycznych (por. rys. 7.).

Analiza przedstawionych wyników badań prowadzi do istotnej konkluzji, według której do określenia właściwej gęstości podziału układu na elementy skończone wystarczy przeanalizować rozwiązania quasi-statyczne, których wyznaczenie nie wymaga dużych nakładów obliczeniowych, bo nie wiąże się z numerycznym całkowaniem równań.

5. Podsumowanie

W publikacji przedstawiono wyniki analiz numerycznych modelu obliczeniowego mostów kolejowych, sformułowanego w pracy [1] metodą elementów skończonych w ujęciu Galerkina. Model został opracowany przy założeniu, że podsypka toru kolejowego jest ciągłym nieinercyjnym podłożem lepko-sprężystym. Testy numeryczne przeprowadzono dla przykładowego, wstępnie zaprojektowanego mostu żelbetowego, jednoprzęsłowego i jednotorowego o rozpiętości 30 m. Do aproksymacji stanu przemieszczenia elementu skończonego zastosowano alternatywnie funkcje Hermite’a i oryginalnie wyprowadzone funkcje specjalne, które w zamierzeniu autorów miały umożliwić zmniejszenie liczby elementów skończonych i w konsekwencji zmniejszyć rozmiar zadania. Testy numeryczne nie potwierdziły tych oczekiwań. Okazało się, że zdecydowanie lepszą zbieżnością charakteryzują się rozwiązania wyznaczone metodą GFEM z zastosowaniem funkcji Hermite’a.

Modelowanie mostu metodą GFEM z funkcjami kształtu w postaci wielomianów Hermite’a okazało się skuteczniejsze od modelowania za pomocą standardowej metody elementów skończonych, gdzie podłoże sprężyste jest opisane dyskretnie – za pomocą więzi sprężystych rozmieszczonych w węzłach podziału na elementy. Lepsza skuteczność modelowania wynika z możliwości podziału układu na mniejszą liczbę elementów skończonych. Stwierdzono, że badany most i strefy dojazdowe wystarczy podzielić łącznie na 80 elementów skończonych (w tym dźwigar na 20), żeby uzyskać wystarczającą dokładność rozwiązań statycznych i dynamicznych. Aby otrzymać te same wyniki za pomocą komercyjnego programu SOFiSTiK, trzeba było użyć łącznie 140 elementów. Uzyskana w ten sposób zgodność wyników w zakresie rozwiązania zagadnienia własnego i rozwiązań statycznych świadczy o poprawności modelu obliczeniowego, zaproponowanego przez autorów. Zaletą modelu jest istotne zmniejszenie wymaganej liczby elementów skończonych, w porównaniu z metodą FEM, które

prowadzi do znacznego skrócenia czasu obliczeń, potrzebnego do wyznaczenia przebiegów drgań.

Ze względu na bardzo dobrą efektywność opracowany algorytm modelowania mostów kolejowych i wyznaczania drgań umożliwi ograniczenie nakładów obliczeniowych w dalszych badaniach, związanych z wykonaniem wielu numerycznych symulacji koniecznych do przeprowadzenia analizy probabilistycznej z użyciem metody Monte Carlo.

Praca została wykonana w ramach projektu badawczego nr N N506 0992 40 finansowanego w latach 2011-2013 przez Narodowe Centrum Nauki.

Literatura

- [1] Bryja D., Hołubowski R.: Modelowanie belkowych mostów kolejowych z zastosowaniem metody GFEM. Część I. Sformułowanie teoretyczne, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59, 2012, s. 5-19.
- [2] Chung T.J.: Computational fluid dynamics, Cambridge University Press, New York 2006.
- [3] Kłasztorny M.: Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2005.
- [4] Lu F., Lin J.H., Kennedy D., Williams F.W.: An algorithm to study non-stationary random vibrations of vehicle-bridge systems, Computers and Structures, no 87, 2009, s. 177-185.
- [5] Biondi B., Muscolino G., Sofi A.: A substructure approach for the dynamic analysis of train-track-bridge system, Computers and Structures, no 83, 2005, s. 2271-2281.
- [6] Langer J.: Dynamika budowli, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1980.
- [7] Toth J., Ruge P.: Spectral assessment of mesh adaptations for the analysis of the dynamical longitudinal behavior of railway bridges, Archive of Applied Mechanics, no 71, 2001, s. 453-462.

MODELING OF RAILWAY BEAM BRIDGES BY USING GFEM METHOD. PART II. NUMERICAL TESTS

S u m m a r y

The paper presents numerical tests of the GFEM algorithm for modeling railway beam bridges where ballast is treated as a visco-elastic, non-inertial continuous medium. Main objectives of the numerical analysis were the following: 1) to choose appropriate finite element shape functions, 2) to verify the presented GFEM model by comparing to the FEM model constructed in SOFiSTiK software, 3) to determine the sufficient finite element segmentation with regard to accuracy of static and dynamic solutions corresponding to the passage of train. Natural frequencies of an exemplary bridge have been discussed as well as time histories of forced vibrations due to moving forces or moving masses which constitute the train model.

Michał **ĆWIK**
Marian **GIŻEJOWSKI**
Politechnika Warszawska

Adam **GOLIGER**
CSIR Built Environment, Republika Południowej Afryki

PORÓWNANIE ODDZIAŁYWANIA WIATRU NA BUDYNKI WEDŁUG NORM POLSKICH I POŁUDNIOWOAFRYKAŃSKICH. CZEŚĆ 1. PODSTAWY NORMALIZACJI OBLICZEŃ

Przedstawiono zasady określania oddziaływania wiatru na budynki według norm krajowych i południowoafrykańskich. Uwzględniono charakterystyki prędkości wiatru, sposób konwersji na ciśnienie prędkości wiatru oraz metody obliczania obciążenia powierzchni i konstrukcji, a także porównano procedury obliczeniowe.

1. Wprowadzenie

Globalizacja usług budowlanych i szybki rozwój komputerowych metod obliczeniowych sprawiają, że zachodzi konieczność opracowywania zharmonizowanych zasad określania oddziaływania wiatru na konstrukcje. Zmiany w zasadach określania tych oddziaływań są wprowadzane do normalizacji krajów na różnych kontynentach. Prace związane z nowelizacją zasad obliczania oddziaływań wiatrowych na konstrukcje budowlane podjęto m.in. w Republice Południowej Afryki, w związku z wprowadzeniem nowej normy wiatrowej SANS 10160-3:2010 [1], która zastąpiła dotychczas obowiązującą normę SANS 10160-1989 [2]. Ponieważ w pracach normalizacyjnych w RPA wykorzystuje się podejście przyjęte w Eurokodzie EN 1991-1-4 [3], który wprowadzono również w Polsce jako normę PN-EN 1991-1-4 [4], istnieje możliwość wzajemnego porównania zasad określania oddziaływania wiatru na budynki ujętych w normach w RPA i Polsce oraz dyskusji różnic w stosunku do zasad ujętych w normach zastępowanych, odpowiednio SANS 10160-1989 [2] i PN-77/B-02011 [5, 6]. Podstawy normalizacji oddziaływania wiatru na konstrukcje budowlane były omawiane przez Goligera i in. [7, 8] oraz Dunaiskiego i in. [9] – w odniesieniu

do normalizacji w RPA, a także przez Żurańskiego i in. [10-14] – w przypadku normalizacji krajowej.

W artykule omówiono nowe zasady określania oddziaływania wiatru na budynki według norm polskich i południowoafrykańskich, przyjmując jako podstawę normę europejską EN 1991-1-4 [3]. Uwzględniono charakterystyki prędkości wiatru, sposób konwersji na ciśnienie prędkości wiatru oraz metody obliczania obciążenia konstrukcji od wiatru, a także porównano procedury obliczeniowe dla reprezentatywnych typów konstrukcji, jak budynki halowe i wielokondygnacyjne. Szczególną uwagę poświęcono zagadnieniom, które w sposób istotny wpływają na wartość obciążenia wiatrem i w ujęciu nowych norm zostały różnie rozwiązane. Zrezygnowano z opisu współczynników ciśnienia, gdyż normy PN-EN 1991-1-4 [4] i SANS 10160-3:2010 [1] bezpośrednio przejęły wartości z EN 1991-1-4 [3] i nie różnią się w tym zakresie.

W ramach procedury wprowadzania nowej normy południowoafrykańskiej zmieniono nazwę dotychczas obowiązującej normy z SABS 0160-1989 na SANS 10160-1989 [2]. Na potrzeby niniejszego artykułu, jedynie w celu ułatwienia odróżnienia norm południowoafrykańskich, zastępowana norma południowoafrykańska SANS 10160-1989 [2] oznaczana będzie jej poprzednim akronimem, tj. SABS 0160.

2. Charakterystyki prędkości wiatru

Polska jest położona na półkuli północnej pomiędzy równoleżnikami 54°50'N (Jastrzębia Góra) i 49°00'N (szczyt Opołonek), leży więc w strefie wiatrów zachodnich komórki cyrkulacyjnej Ferrela. Podstawowe wartości bazowej prędkości wiatru w normie PN-EN [4] zostały podane w Załączniku krajowym, zgodnie z którym Polska została podzielona na trzy strefy obciążenia wiatrem (rys. 1., tab. 1.). Przeważająca część kraju leży w strefie 1., gdzie wartość podstawowej bazowej prędkości wiatru dla przeważających terenów nizinnych (zlokalizowanych na wysokości poniżej 300 m n.p.m.) wynosi 22 m/s. Podział kraju na strefy obciążenia wiatrem w normie PN-B [5, 6] został (z małą korektą) przyjęty w Załączniku krajowym do PN-EN [4]. Odpowiednio duża baza danych meteorologicznych umożliwiła w normie PN-EN [4] określenie współczynnika kierunkowego (tab. 2.), zmniejszającego bazową prędkość wiatru. Wartości współczynnika odzwierciedlające charakterystykę wiatrową Polski znacznie redukują przede wszystkim wschodnie kierunki wiejącego wiatru. Norma PN-B [5, 6] nie wskazuje możliwości redukcji prędkości wiatru ze względu na kierunek, z którego wieje.

Republika Południowej Afryki znajduje się na półkuli południowej pomiędzy równoleżnikami 22°07'S i 34°52'S na pasie niżów średnich szerokości. Przeważają wiatry wschodnie wiejące znad Oceanu Indyjskiego. Norma SANS [1] dzieli obszar Republiki Południowej Afryki również na trzy strefy obciąże-



Rys. 1. Podział Polski na strefy obciążenia wiatrem, na podstawie [4, 6]

Tabela 1. Wartości podstawowe bazowej prędkości wiatru dla Polski, na podstawie [4, 6]

Strefa	$V_{b,0}$ [m/s]	$V_{b,0}$ [m/s]
	$a \leq 300$ m	$a > 300$ m
1.	22	$22 \cdot [1 + 06 (a - 300)]$
2.	26	26
3.	22	$22 \cdot [1 + 06 (a - 300)]$

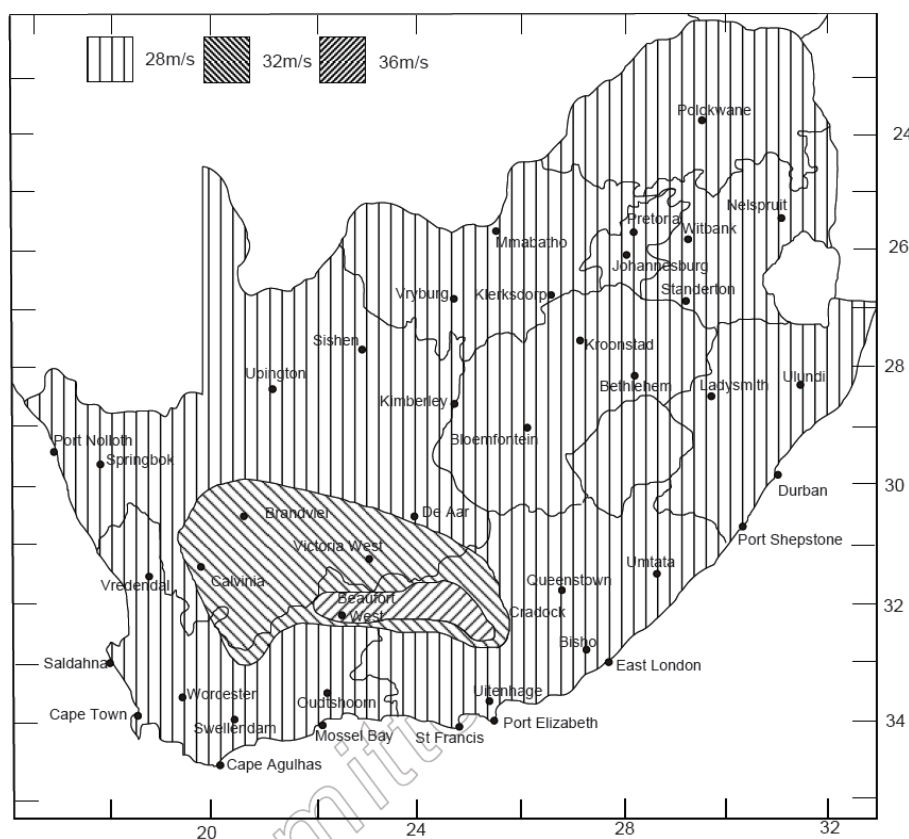
a – wysokość nad poziomem morza [m].

Tabela 2. Wartości współczynnika kierunkowego w Polsce, na podstawie [4]

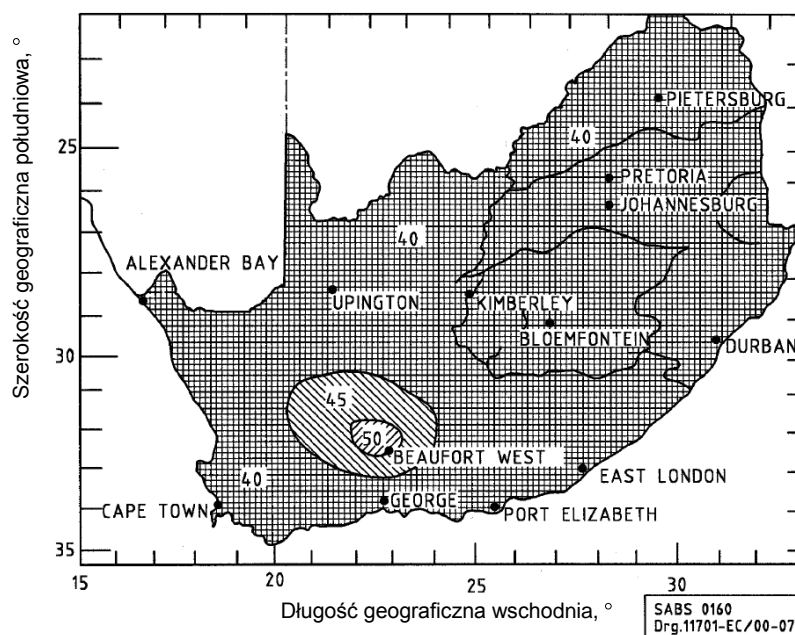
Strefa	Kierunek wiatru (sektor)											
	0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1.	0,8	0,7						0,8	0,9	1,0		0,9
2.	1,0	0,9	0,8	0,7				0,8	0,9	1,0		
3.	0,8	0,7				0,9	1,0					

UWAGA: Sektor 1. oznacza kierunek północny 0° (360°).

nia wiatrem, przy czym przeważająca część kraju leży w strefie charakteryzującej się wartością podstawowej bazowej prędkości wiatru wynoszącej 28 m/s (rys. 2.). Wartość ta jest o 27% wyższa od tej najczęściej występującej w Polsce. Podział na strefy obciążenia w normie SABS [2] (rys. 3.) ma bardzo podobny charakter do tego zawartego w normie SANS [1], jednak przedstawia on wartości o czasie uśredniania 3 s. Podobnie jak w SANS [1], większe wartości prędkości wiatru występują w rejonie krainy geograficznej Karoo (Calvinia – Brandvlei – Victoria West) i miasta Beaufort West. Większa liczba danych meteorologicznych pozwoliła w nowej wersji normy na dokładniejsze określenie obszarów o zwiększonych wartościach prędkości wiatru. Norma SANS [1] nie przewiduje zastosowania współczynnika kierunkowego. Niemniej zakłada się, że po uzyskaniu odpowiednich danych statystycznych ze stacji meteorologicznych zlokalizowanych na terenie RPA współczynnik ten zostanie opracowany i włączony do przyszłych wersji normy. Norma SABS [2] nie zakładała zastosowania współczynnika redukcyjnego zależnego od kierunku wiatru.



Rys. 2. Podział RPA na strefy obciążenia wiatrem, na podstawie [2]



Rys. 3. Podział RPA na strefy obciążenia wiatrem, na podstawie [1]

Podstawową wartością bazowej prędkości wiatru w normach EN [3], PN-EN [4] i SANS [1] jest wartość będąca kwantylem rozkładu prawdopodobieństwa wartości średniej 10-minutowej, o rocznym prawdopodobieństwie przekroczenia 0,02, która jest niezależna od kierunku wiatru i pory roku, na wysokości 10 m nad poziomem gruntu, w otwartym niezalesionym terenie wiejskim i o pojedynczych przeszkodach oddalonych od siebie przynajmniej na odległość ich 20-krotnej wysokości. Opis terenu odpowiada kategorii II terenu według norm [3] i [4] oraz kategorii B według normy [1]. W normie PN-B [5, 6] podstawowa wartość jest określona jako charakterystyczna prędkość wiatru. Swoją charakterystyką odpowiada wartości bazowej prędkości wiatru opisanej w [1, 3, 4]. Norma SABS [2] podaje regionalną podstawową prędkość wiatru, charakteryzującą się czasem uśredniania równym 3 s.

Podstawowe wartości prędkości wiatru mogą być modyfikowane przez uwzględnienie współczynników związanych z innym niż 50-letni okres powrotu, kierunku wiatru i porą roku. W tabelicy 1. zostały przedstawione charakterystyki wielkości podstawowych prędkości wiatru dla poszczególnych norm oraz możliwości uwzględnienia współczynników zmieniających.

Intensywność i charakter występujących przeszkód terenowych są odzwierciedlone przez normowe kategorie chropowatości terenu oraz wykresy prędkości średniej wiatru w funkcji wysokości nad poziom terenu, zwane profilami pionowymi wiatru. Podziały na poszczególne kategorie oparte są na skali chropowa-

Tablica 1. Charakterystyki wielkości podstawowych prędkości wiatru oraz współczynniki zmieniające, na podstawie [1-5]

Wielkości podstawowe i współczynniki zmieniające	Norma				
	PN-B	PN-EN	EN	SANS	SABS
Wielkość podstawowa	V_k	$v_{b,0}$	$v_{b,0}$	$v_{b,0}$	V
Czas uśredniania	10 min	10 min	10 min	10 min	3 s
Roczne prawdopodobieństwo przekroczenia / okres powrotu	2% 50 lat	2% 50 lat	2% 50 lat	2% 50 lat	2% 50 lat
Kategoria terenu odniesienia	B	II	II	A	2
Wysokość odniesienia	10 m	10 m	10 m	10 m	10 m
Wpływ wysokości terenu nad poziom morza	dla strefy 1. i 3., dla $H > 300$ m	dla strefy 1. i 3., dla $H > 300$ m	dopuszcza	–	–
Wpływ rocznego prawdopodobieństwa przekroczenia	–	c_{prob}	c_{prob}	c_{prob}	K_r
Wpływ kierunku wiatru	–	c_{dir}	c_{dir}	–	–
Wpływ pory roku	–	$c_{season} = 1,0$	c_{season}	–	–

UWAGA:

- $$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln - \ln 1 - p}{1 - K \cdot \ln - \ln 0,98} \right)^n = \left(\frac{1 - 0,2 \cdot \ln - \ln 1 - p}{1 - 0,2 \cdot \ln - \ln 0,98} \right)^{0,5}$$
- K_r z nomogramu

Okres powrotu w latach

SABS 0160
 Drg.11703-EC/00-07

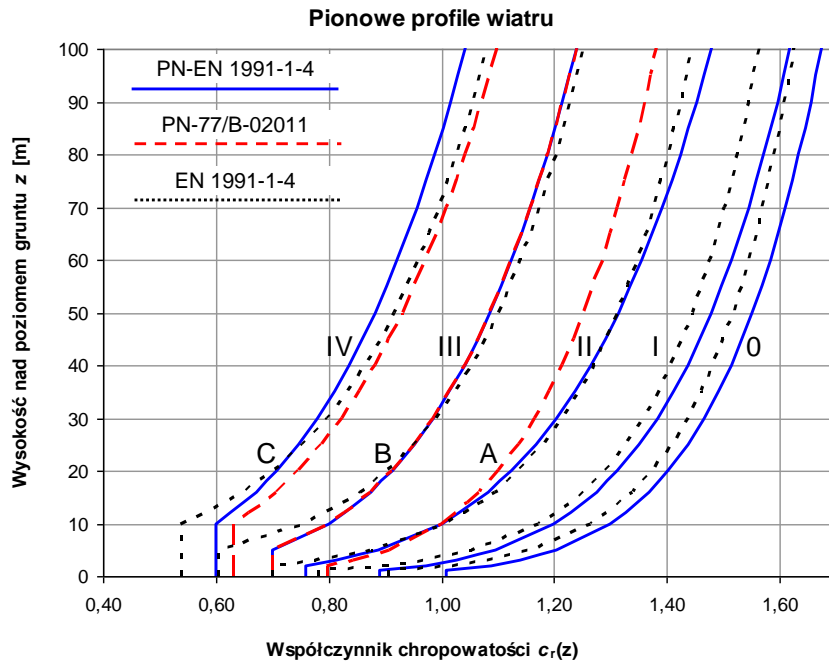
tości powierzchni. Podobnie jak w Eurokodzie EN 1991-1-4 [3], w aktualnej polskiej normie PN-EN 1991-1-4:2008 [4] wyróżniono pięć kategorii terenu. W południowoafrykańskiej SANS 10160-3:2009 [1] wyróżnione zostały tylko cztery kategorie. W tabeli 3. porównano podział na kategorie dla EN [3], PN-EN [4] i SANS [1] oraz dla wycofanych norm polskiej PN-B [5] i południowoafrykańskiej SABS [2].

Tabela 3. Podział na kategorie terenu, na podstawie [1-5]

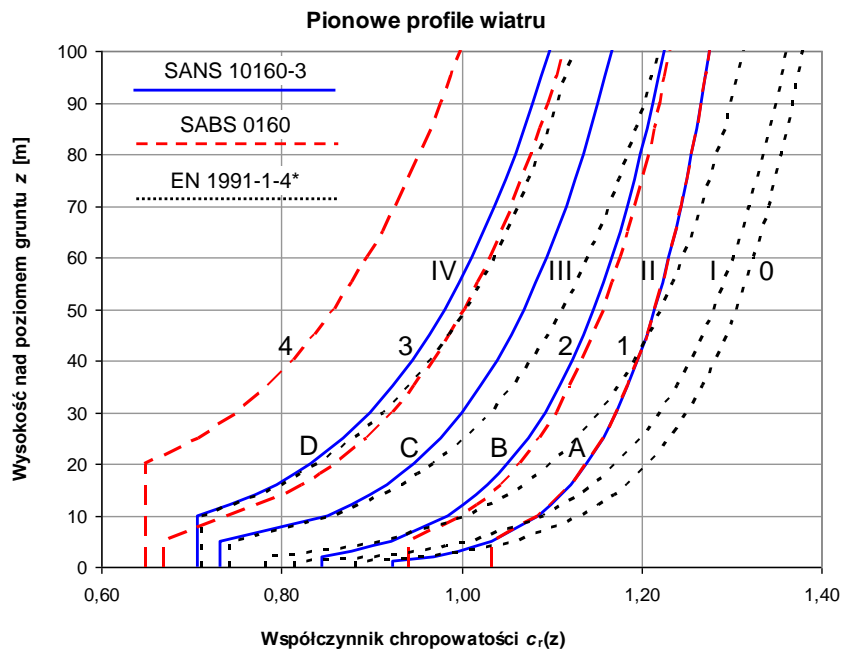
Opis terenu	Kategoria terenu				
	PN-B	PN-EN	EN	SANS	SABS
Obszary morskie i przybrzeżne wystawione na otwarte morze	–	0	0	–	–
Jeziora lub tereny płaskie, poziome o nieznacznej roślinności i bez przeszkód terenowych	–	I	I	A	–
Tereny o niskiej roślinności, takiej jak trawa, i o pojedynczych przeszkodach, takich jak drzewa i budynki	A	II	II	B	1.
Tereny regularnie pokryte roślinnością lub budynkami albo o pojedynczych przeszkodach (takie jak wsie, tereny podmiejskie, stałe lasy)	B	III	III	C	2. i 3.
Tereny regularnie pokryte wysokimi budynkami i wieloma przeszkodami (takie jak tereny miejskie i centra miast)	C	IV	IV	D	4.

Załącznik krajowy do normy PN-EN [4] nie wprowadził odrębnych zasad opisu kategorii terenu w porównaniu z EN [3]. Kategorie opisane w PN-EN [4] numerem I, II, III i IV odpowiadają odpowiednio kategoriom A, B, C i D w normie SANS [1], a kategorie II, III i IV kategoriom A, B i C normy PN-B [5]. W porównaniu z PN-B [5] w normie PN-EN [4] zostały dodane dwie kategorie charakteryzujące brzegi morskie – kategoria 0 i jeziora – kategoria I (rys. 4.). Trochę inaczej rzecz ma się w przypadku kategorii terenu opisanych w SABS [2]. W opracowywaniu nowej normy południowoafrykańskiej zrezygnowano bowiem z kategorii 4., opisującej pionowy profil wiatru dla terenów silnie zurbanizowanych. Stało się tak dlatego, że niezbędna do rozwinięcia takiego profilu odległość nad terenem o wymaganej chropowatości (ok. 7 km) przewyższała wielkość centrów miast w RPA. Jednocześnie zaproponowana w normie SANS [1] kategoria C wypełniła lukę pomiędzy kategoriami 2. i 3. w SABS [2] (rys. 5.).

Dla poszczególnych kategorii terenu zostały określone funkcje pionowych profili wiatru. W odróżnieniu od normy europejskiej, gdzie zależność prędkości wiatru od wysokości nad terenem jest opisana za pomocą funkcji logarytmicznej, w Załączniku krajowym do PN-EN [4], a także w normie południowoafry-



Rys. 4. Porównanie pionowych profili wiatru według EN [3], PN-EN [4] i PN-B [5, 6]



Rys. 5. Porównanie pionowych profili wiatru według EN [3], SANS [2] i SABS [1]; wykres dla EN 1991-1-4* znormalizowany zgodnie z równaniem (1)

kańskiej, zastosowano wzór potęgowy. Pionowy profil prędkości wiatru w normie SABS [2] jest zależny od klasy obiektu lub elementu. Rozrózono trzy klasy obiektu lub elementu: A – elementy budowli oraz małe obszary dachów, B – główne elementy konstrukcyjne oraz całe obiekty, których żaden z charakterystycznych wymiarów (wysokość, długość i szerokość) nie przekracza 50 m, C – całe obiekty, których co najmniej jeden z charakterystycznych wymiarów przekracza 50 m. Podział ten jest związany z zastosowaniem odpowiedniej długości czasu uśredniania porywów wiatru, która wynosi odpowiednio 3, 5 i 10 s. Na potrzeby porównania profili wiatru poszczególnych norm dla normy SABS [2] przyjęto klasę A obiektu, czyli odpowiedni dla okresu uśredniania wynoszącego 3 s. W tabeli 4. porównano współczynniki chropowatości i parametrów terenu dla poszczególnych kategorii terenu.

Podstawową cechą każdej normy jest zakres stosowalności. W odniesieniu do budynków normy EN [3] i PN-EN [4] ograniczają możliwość stosowania do budynków o wysokości do 200 m. Norma SANS [1] jest w tej kwestii bardziej restrykcyjna i zezwala na zastosowanie jedynie w przypadku budynków o maksymalnej wysokości wynoszącej 100 m. Normy zastąpione przez wymienione, czyli SABS 0160 [2] i PN-B-02011 [5, 6], nie wskazywały jednoznacznie zakresu stosowalności w zależności od wysokości projektowanych obiektów. W związku z tym postanowiono ograniczyć dalsze rozważania, a w tym porównanie pionowych profili wiatru do budynków o wysokości do 100 m.

Wykresy pionowych profili wiatru w normach SABS [2] i SANS [1] służą przeliczeniu wartości podstawowej prędkości wiatru o czasie uśredniania 3 s na prędkość charakterystyczną na danej wysokości o czasie uśredniania wynoszącym również 3 s. Inna sytuacja ma miejsce w normach EN [3], PN-EN [4] i PN-B [5], gdzie za pomocą współczynnika chropowatości przelicza się bazową prędkość wiatru o czasie uśredniania równym 10 min na średnią prędkość wiatru na danej wysokości również o czasie uśredniania równym 10 min. W celu porównania poszczególnych profili wiatru wykresy z norm PN-EN [4] i EN [3] na rys. 5. i 6. zestawiono z wykresami z norm południowoafrykańskich, przeskalo- wując je z uwzględnieniem porywistości wiatru (przeliczenie wartości średnich 10 min na wartości szczytowe 3 s) oraz przeliczenia wartości bazowej prędkości wiatru o czasie uśredniania 10 min na wartość bazową o czasie uśredniania 3 s, zgodnie ze wzorami (1) i (2). Profile wiatru pokazane na rys. 4. nie zostały zmodyfikowane. Na potrzeby porównania przyjęto $c_o(z) = 1$, tak jak dla terenu płaskiego, oraz $k_l = 1$, zgodnie z zaleceniami normowymi.

$$c_{r,EN}(z)^* = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \frac{1 + 7 \cdot I_v(z)^{0,5}}{\left[1 + 7 \cdot I_{v,II}(10)\right]^{0,5}} \quad (1)$$

Tabela 4. Porównanie współczynników chropowatości i parametrów terenu dla poszczególnych kategorii terenu, na podstawie [1-5]

Kategoria terenu wg EN i parametry terenu	Norma				
	PN-B	PN-EN	EN	SANS	SABS
$c_r(z)$	$k_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha$	$k_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha$	$k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$	$1,36 \cdot \left(\frac{z - z_0}{z_g - z_0}\right)^\alpha$	$1,36 \cdot \left(\frac{z - z_0}{z_g - z_0}\right)^\alpha$
0	$k_r = 1,00$ $\alpha = 0,14$ $z_{\min} = 2$ $z_g = 300$	$k_r = 1,3$ $\alpha = 0,11$ $z_{\min} = 1$ $z_{\max} = 200$	$k_r = 0,156$ $z_0 = 0,003$ $z_{\min} = 1$ $z_{\max} = 200$	$\alpha = 0,070$ $z_0 = 0$ $z_{\min} = 1$ $z_g = 250$	–
I	–	$k_r = 1,2$ $\alpha = 0,13$ $z_{\min} = 1$ $z_{\max} = 200$	$k_r = 0,170$ $z_0 = 0,010$ $z_{\min} = 1$ $z_{\max} = 200$	–	–
II	–	$k_r = 1,0$ $\alpha = 0,17$ $z_{\min} = 2$ $z_{\max} = 300$	$k_r = 0,190$ $z_0 = 0,050$ $z_{\min} = 2$ $z_{\max} = 200$	$\alpha = 0,095$ $z_0 = 0$ $z_{\min} = 2$ $z_g = 300$	$\alpha = 0,070$ $z_0 = 0$ $z_{\min} = 5$ $z_g = 250$
III	$k_r = 0,80$ $\alpha = 0,19$ $z_{\min} = 5$ $z_g = 400$	$k_r = 0,8$ $\alpha = 0,19$ $z_{\min} = 5$ $z_{\max} = 400$	$k_r = 0,215$ $z_0 = 0,300$ $z_{\min} = 5$ $z_{\max} = 200$	$\alpha = 0,120$ $z_0 = 3$ $z_{\min} = 5$ $z_g = 350$	$\alpha = 0,090$ $z_0 = 0$ $z_{\min} = 5$ $z_g = 300$
					$\alpha = 0,140$ $z_0 = 5$ $z_{\min} = 7,5$ $z_g = 400$
IV	$k_r = 0,63$ $\alpha = 0,24$ $z_{\min} = 10$ $z_g = 500$	$k_r = 0,6$ $\alpha = 0,24$ $z_{\min} = 10$ $z_{\max} = 500$	$k_r = 0,234$ $z_0 = 1,000$ $z_{\min} = 10$ $z_{\max} = 200$	$\alpha = 0,150$ $z_0 = 5$ $z_{\min} = 10$ $z_g = 400$	$\alpha = 0,180$ $z_0 = 12$ $z_{\min} = 20$ $z_g = 500$
<p>UWAGI:</p> <p>1) dla EN współczynnik terenu został obliczony zgodnie ze wzorem: $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$</p> <p>2) dla PN-B parametry terenu zostały zaczerpnięte z pracy [1]</p>					

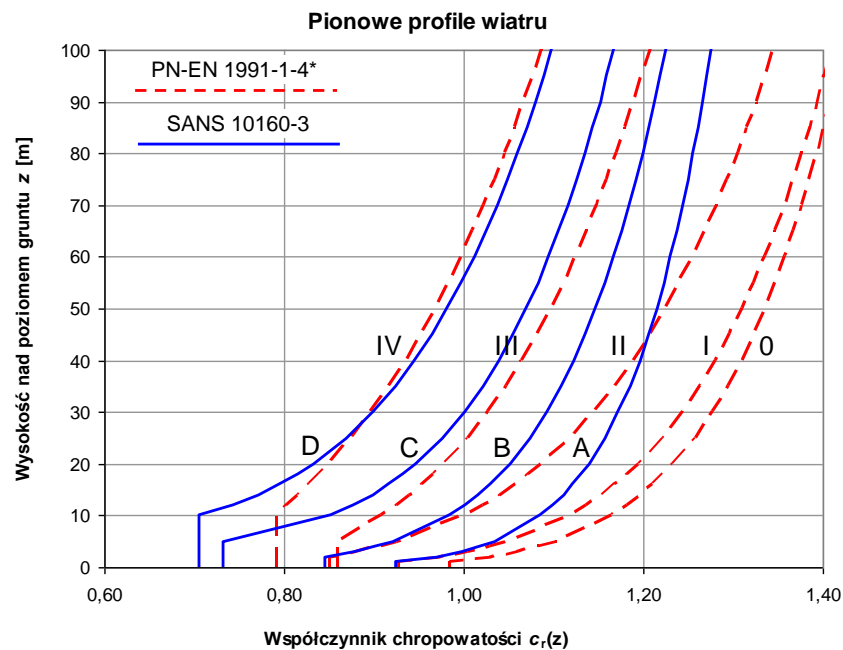
$$c_{r,PN-EN}(z)^* = k_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \cdot \frac{1 + 7 \cdot I_v(z)^{0,5}}{[1 + 7 \cdot I_{v,II}(10)]^{0,5}} \quad (2)$$

gdzie

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln(z/z_0)} \quad (3)$$

$$I_{v,II}(10) = \frac{1}{\ln(10/z_{0,II})} = \frac{1}{\ln(10/0,05)} = 0,189 \quad (4)$$

Charakter profili wiatru dla normy PN-EN [4] pokazują wyraźne różnice w stosunku do profili normowych SANS [1] (rys. 6.). Wraz ze wzrostem wysokości wykresy z rys. 6. normy południowoafrykańskiej wykazują szybką zbieżność do prędkości gradientowej (rys. 5.). Profile prędkości wskazane w normie PN-EN [4], jak również w EN [3], nie dążą asymptotycznie do wartości wiatru gradientowego. Dysproporcja ta jest szczególnie wyraźna dla terenów „gładkich” (kategorie I i II), gdzie na wysokości 100 m różnice sięgają ok. 10%.



Rys. 6. Porównanie pionowych profili wiatru według PN-EN [4] i SANS [2]; wykres dla PN-EN 1991-1-4* znormalizowany zgodnie z równaniem (2)

W niższych partiach różnice są mniejsze i na wysokości 10 m n.p.t. nie przekraczają 3%. Profile terenów „chropowatych” normy polskiej (kategorie III i IV) na wysokości 5 m n.p.t. dają wyniki odpowiednio wyższe o 7 i 12% w porównaniu z normą południowoafrykańską. Powyżej 15 m n.p.t. różnice dla tych terenów nie przekraczają 5%.

Poza współczynnikiem chropowatości w obliczeniach prędkości wiatru uwzględnia się również wpływ ukształtowania terenu. W normach EN [3], PN-EN [4] i SANS [1] wpływ skarp i pojedynczych wzniesień na prędkość wiatru został uwzględniony w postaci współczynnika orografii występującego w równaniu na średnią prędkość wiatru. Założono, że jeżeli rzeźba terenu (wzgórza, skarpy itp.) zwiększa prędkość wiatru o mniej niż 5%, to efekty można pominąć w obliczeniach. W normach PN-B [5] i SABS [2] wpływ ukształtowania terenu uwzględniony był poprzez przyjęcie dla budowli projektowanych na lub w pobliżu skarp i wzniesień o nachyleniu ponad 1:3, niższego niż rzeczywisty, umownego poziomu gruntu.

3. Metody obliczania wartości ciśnienia prędkości wiatru

O wielkości obciążenia wiatrem budowli i ich elementów bezpośrednio decyduje wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru. W normie EN [3] i PN-EN [4] wartość ta wyznaczana jest jako iloczyn wartości bazowej ciśnienia prędkości q_b i współczynnika ekspozycji $c_e(z)$. Wartość bazowa ciśnienia prędkości jest obliczana według równania $q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$. Współczynnik ekspozycji w PN-EN [4] został podany w Załączniku krajowym (tab. 5.), a dla normy EN [3] w postaci:

$$c_e(z) = 1 + 7I_v(z) \cdot c_r(z)c_o(z)^2 \quad (5)$$

gdzie

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) \ln(z/z_0)} \quad (6)$$

Dla $c_o(z) = 1,0$ oraz zgodnie z zaleceniem normowym $k_l = 1,0$ wzór na współczynnik ekspozycji przyjmuje postać:

$$c_e(z) = c_r^2(z) \left[1 + \frac{7}{\ln(z/z_0)} \right] \quad (7)$$

Tabela 5. Współczynnik ekspozycji, na podstawie [4]

Kategoria terenu	$c_e(z)$	z_{\min} [m]	z_{\max} [m]
0	$3,0 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,17}$	1	200
I	$2,8 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,19}$	1	200
II	$2,3 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,24}$	2	300
III	$1,9 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,26}$	5	400
IV	$1,5 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,29}$	10	500

UWAGA: $c_e(z)$ dla wysokości $z > z_{\max}$ należy przyjmować jak dla z_{\max} .

Współczynnik ekspozycji, oprócz rodzaju terenu i wysokości nad nim, tak jak ma to miejsce w PN-B [5, 6], uwzględnia również przeliczenie wartości średniej ciśnienia na wartość chwilową uwzględniając intensywność turbulencji. W normie PN-B [5, 6] na potrzeby rozważenia porywów wiatru wprowadzono rozróżnienie budowli na podatne i niepodatne na działanie porywów wiatru. W przypadku konstrukcji niepodatnych przeliczenie wartości średniej 10-minutowej ciśnienia wiatru na wartość chwilową jest realizowane za pomocą stałego współczynnika działania porywów wiatru $\beta = 1,8$. Odpowiada on przeliczeniu na wartość od 10 do 15 s. Stały współczynnik $\beta = 2,2$ służy do przeliczenia wymienionych wartości na wartość 3-sekundową i jest wykorzystywany do obliczania obciążenia wiatrem małych elementów budowli. Określając obciążenia na budowle podatne, współczynnik β jest obliczany z uwzględnieniem rozmiarów budowli, podstawowego okresu drgań własnych, logarymicznego dekrementu tłumienia oraz prędkości i turbulencji wiatru. Obliczenia według normy SABS [2] są prowadzone od samego początku na wartościach szczytowych prędkości i ciśnienia wiatru, nie przewiduje się więc przeliczania wartości średnich na chwilowe i odwrotnie. Przeliczenie wartości średniej na chwilową zgodnie z założeniami SANS [1] następuje w momencie obliczania wartości szczytowej prędkości wiatru. Współczynnik porywistości jest stały i wynosi 1,4. Ponieważ ciśnienie prędkości wiatru jest wprost proporcjonalne do kwadratu prędkości wiatru, współczynnik ten dla przeliczania ciśnienia średniego na chwilowe osiąga wartość 1,96.

Na rysunkach 7-9. przedstawiono wykresy współczynników ekspozycji dla poszczególnych norm. Ponieważ w normach SABS [2] i SANS [1] nie przewidziano zastosowania współczynnika $c_e(z)$, na potrzeby porównania przekształ-

cono równanie na ciśnienie prędkości wiatru zgodnie ze wzorami (8) i (9) oraz wyszczególniono składniki odpowiadające współczynnikowi ekspozycji w pozostałych normach. Dodatkowo w przypadku normy SABS [2] uwzględniono współczynnik przeliczenia prędkości wiatru o czasie uśredniania 10 min na czas uśredniania 3 s, zgodnie z SANS [1] równy 1,4. Stąd

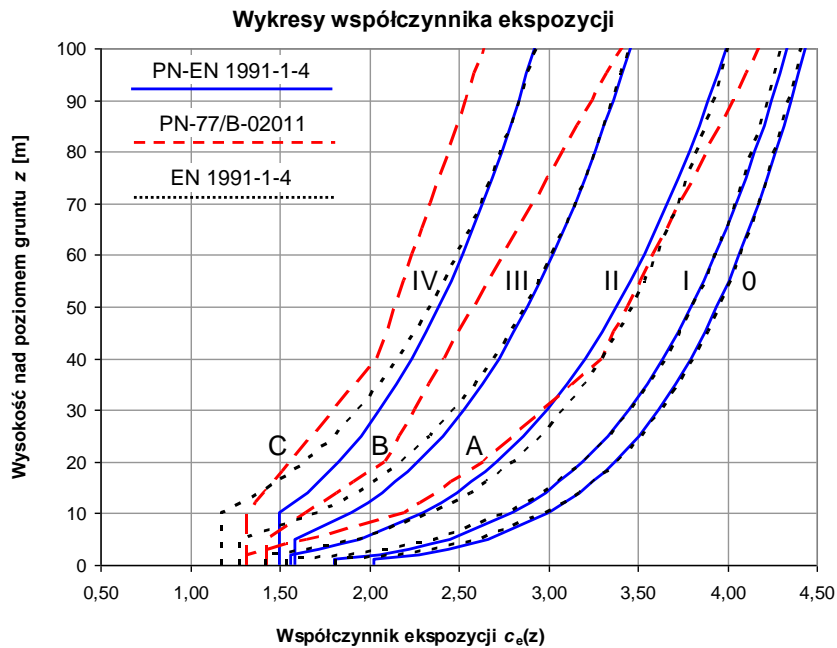
- dla SANS [1]

$$q_z = \frac{1}{2} \rho V_p^2(z) = \frac{1}{2} \rho [c_r(z) v_{b,peak}]^2 = \frac{1}{2} \rho c_r(z) 1,4 v_b^2 =$$

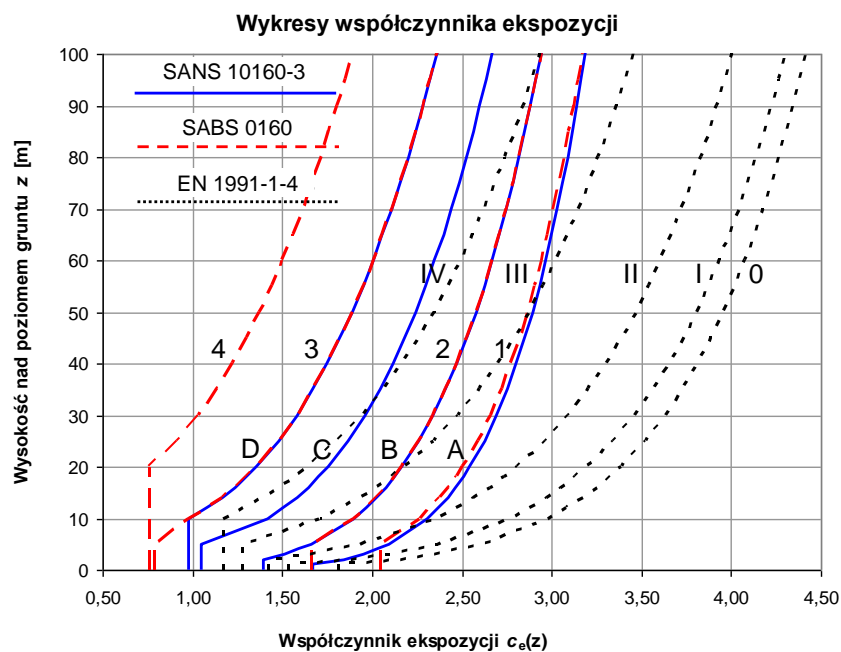
$$= \frac{1}{2} \rho v_b^2 \cdot \left[1,36 \left(\frac{z - z_0}{z_g - z_0} \right)^\alpha 1,4 \right]^2 \quad (8)$$

- dla SABS [2]

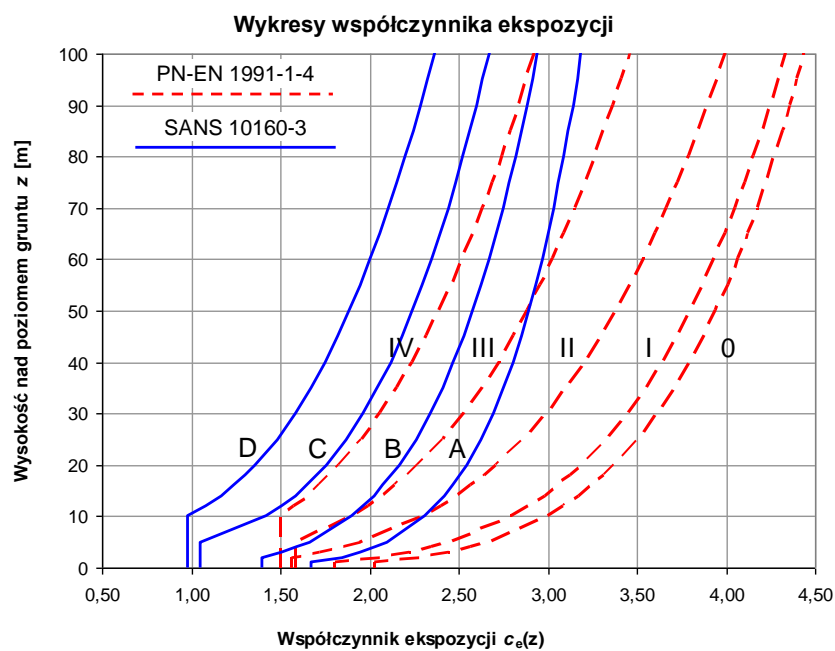
$$q_z = k_p V_z^2(z) = \frac{1}{2} \rho \cdot \left[1,36 \left(\frac{z - z_0}{z_g - z_0} \right)^\alpha V \right]^2 = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \cdot \left[1,36 \left(\frac{z - z_0}{z_g - z_0} \right)^\alpha 1,4 \right]^2 \quad (9)$$



Rys. 7. Porównanie współczynnika ekspozycji według EN [3], PN-EN [4] i PN-B [5, 6]



Rys. 8. Porównanie współczynnika ekspozycji według EN [3], SANS [2] i SABS [1]; wykres SANS 10160-3 zgodnie z równaniem (8) i SABS 0160 zgodnie z równaniem (9)



Rys. 9. Porównanie współczynnika ekspozycji według PN-EN [4] i SANS [2]; wykres SANS 10160-3 zgodnie z równaniem (8)

Ponieważ w normie PN-B [5, 6] współczynnik $C_e(z)$ nie realizuje zmiany wartości średnich na szczytowe, przyjęto, że wartość szczytowa jest iloczynem współczynnika ekspozycji $C_e(z)$ w wartości współczynnika działania porywów wiatru $\beta = 2,2$. Na potrzeby porównania przyjęto $c_o(z) = 1$ oraz klasę A obiektu dla normy SABS [2].

Wykresy współczynnika ekspozycji dla poszczególnych norm i kategorii terenów są bardzo podobne co do charakteru krzywych obrazujących współczynnik chropowatości. Zwiększenie różnic pomiędzy normami południowoafrykańskimi a polską i europejską wynika z zastosowania współczynnika działania porywów wiatru, który dla normy SANS [1] jest stały i wynosi 1,96. Analogiczny współczynnik według eurokodów na wysokości 10 m w terenie otwartym wynosi 2,32. Jednocześnie zależy on od intensywności turbulencji, a więc od rodzaju terenu i wysokości nad nim. W przypadku normy PN-B [5, 6] analogiczny współczynnik jest stały i wynosi $\beta = 2,2$.

Inną wielkością bezpośrednio wpływającą na wielkość ciśnienia wiatru jest gęstość powietrza. Norma EN [3] wskazuje wartość zalecaną równą $1,25 \text{ kg/m}^3$, jednocześnie przewidując możliwość zastosowania innych wartości w załącznikach krajowych. W normie PN-EN [4] przewidziano zmianę gęstości powietrza jedynie dla terenów położonych powyżej 300 m n.p.m. w III strefie obciążenia wiatrem. Zmiana ta jest realizowana za pomocą mnożnika do wartości podstawowej ciśnienia prędkości wiatru, zależnego od wysokości terenu nad poziomem morza, który wynosi $[(20000 - A)/(20000 + A)]$, gdzie A oznacza wysokość nad poziomem morza. Zakładając z pewną dokładnością, że na wysokości 0 m n.p.m. gęstość powietrza wynosi $1,25 \text{ kg/m}^3$, to dla wysokości równych 500, 1000, 1500 i 2000 m n.p.m. wartości gęstości będą wynosić odpowiednio: 1,19, 1,13, 1,08 i $1,02 \text{ kg/m}^3$. W normie PN-B [5, 6] dla stref I i II podano gęstość powietrza równą $1,23 \text{ kg/m}^3$. Zmienną gęstość powietrza uwzględniono tylko w strefie III, gdzie do wysokości 200 m n.p.m. gęstość ta wynosi $1,23 \text{ kg/m}^3$, a powyżej jest zmienna liniowo, zgodnie ze wzorem wskazanym w PN-EN [4]. Normy SANS [1] i SABS [2] zakładają gęstość powietrza równą $1,20 \text{ kg/m}^3$ dla wysokości wynoszącej 0 m n.p.m., $1,12 \text{ kg/m}^3$ dla 500 m, $1,06 \text{ kg/m}^3$ dla 1000 m, $1,00 \text{ kg/m}^3$ dla 1500 m oraz $0,94 \text{ kg/m}^3$ dla 2000 m n.p.m. Pomiedzy poszczególnymi wartościami dopuszcza się interpolację liniową.

4. Metody określania obciążenia konstrukcji

Obszerny zakres norm związany z procedurami konwersji ciśnienia prędkości wiatru na obciążenia powierzchni i konstrukcji, a w szczególności ze współczynnikami ciśnienia i siły, powoduje, że nie jest możliwe przedstawienie szczegółowych zagadnień z tym związanych. W niniejszym artykule wskazano więc jedynie najistotniejsze różnice dotyczące sposobów szacowania obciążeń przegród budynków oraz ogólne wnioski.

Istotną różnicą pomiędzy normami polskimi i europejską a południowoafrykańskimi, wpływającą na wartości obciążenia budynków od wiatru, jest współczynnik konstrukcyjny c_s, c_d . W normie SANS [1] wskazano, że dla obiektów objętych tą normą współczynnik konstrukcyjny powinien być stały, równy 1,0. Norma EN [3], a za nią PN-EN [4], podaje bardzo szczegółowe procedury obliczania tego współczynnika. W normie SABS [2], poza krótkimi komentarzami, nie podano dokładnej procedury szacowania dynamicznego oddziaływania wiatru na konstrukcje, natomiast w PN-B [5, 6] została podana procedura obliczania współczynnika działania porywów wiatru dla budowli podatnych na dynamiczne działanie wiatru.

Metody wyznaczania współczynników ciśnienia, a także same współczynniki, są dla budynków niemal identyczne w normach EN [3], PN-EN [4] i SANS [1]. Normy SABS [2] i PN-B [5, 8] znacznie się różnią od norm je zastępujących. Jak wskazano na przykładzie dwóch reprezentatywnych typów budynków [12], współczynniki ciśnienia wyznaczone według poprzedniej wersji normy PN-B [5, 6], poza nielicznymi przypadkami, takimi jak np. część połaci nawietrznej dachu dwuspadowego, są niższe co do wartości bezwzględnej od tych wyznaczonych według nowej normy PN-EN [4]. Jednocześnie wskazano współczynnik ciśnienia wewnętrznego niewystępujący w normie PN-B jako czynnik zwiększający różnice w wynikach obciążenia wiatrem [5, 6]. Porównując obie normy, należy także zauważyć, że w nowej normie [4] liczba wariantów obciążenia przegród budynków jest dużo większa, a współczynniki obciążenia zewnętrznego zostały dodatkowo podzielone ze względu na rozmiary elementów, co poza możliwością dokładniejszego oszacowania obciążeń zauważalnie zwiększyło pracochłonność obliczeń oraz w niektórych przypadkach stwarza pewne utrudnienia w analizie porównawczej obu norm.

Porównania oddziaływań wiatru według norm południowoafrykańskich dokonano w opracowaniach [7, 9]. Wnioski płynące z tych opracowań nie są tak jednoznaczne, jak wnioski wynikające z porównania norm polskich, pozwalają jednak na sformułowanie kilku ogólnych spostrzeżeń. Sumaryczne wartości bezwzględne obciążenia wiatrem prostopadłym do kalenicy dachu dwuspadowego są w przypadku normy SANS [1] wyższe dla połaci zawietrznych (ok. 50%) i w większości przypadków niższe dla nawietrznych (do ok. 50%). W rezultacie obciążenie całego dachu przyjmuje bardziej symetryczny charakter. Wartości obciążeń dachu przy wietrze wiejącym wzdłuż kalenicy nie wykazują wyraźnych różnic. W przypadku dachów płaskich bardzo trudno wskazać stałą tendencję. Na różnice w wartościach obciążenia zdecydowany wpływ mają wymiary budynków i kierunki wiatru. Związane jest to z bardziej szczegółowym podziałem powierzchni dachu w „nowej” normie [1]. Wartości obciążenia ścian nawietrznych nie wykazują dużych różnic. Wyraźnie wyższe obciążenia w przypadku normy [1] występują na ścianach równoległych do kierunku wiatru (nawet ponad dwukrotnie) i ścianach zawietrznych, gdzie w niektórych przypadkach obciążenie było niemal czterokrotnie wyższe.

W przypadku szacowania obciążenia wiatrem ścian budynków we wszystkich porównywanych normach uwzględniono zmienną zależną od wysokości budynku wartość szczytowego ciśnienia prędkości. Zgodnie z normą EN [3] budynki w tym zakresie zostały podzielone na trzy grupy. Dla budynków, których wysokość nie przekracza szerokości (wymiaru prostopadłego do kierunku wiatru), wartość szczytowego ciśnienia prędkości jest obliczana dla wysokości odniesienia równej wysokości budynku. Budynki, których wysokość mieści się w granicach od szerokości do podwojonej szerokości, należy podzielić na dwie części: dolną rozciągającą się w górę od poziomu podstawy do wysokości równej szerokości i pozostałą część górną. Dla powstałych obszarów wartość szczytowego ciśnienia prędkości jest liczona dla najwyższych ich punktów. Pozostałe budynki, czyli te, których wysokość jest większa od podwojonej szerokości, należy traktować jako złożone z kilku części, tj. dolnej – od poziomu podstawy do wysokości równej szerokości budynku, górnej – od górnej krawędzi do poziomu odpowiadającego szerokości budynku i pośredniej. Część pośrednia może zostać dodatkowo podzielona, jednak autorzy normy EN [3] pozostawili określenie zasad podziału do decyzji komitetom tworzącym załączniki krajowe. Zgodnie z Załącznikiem krajowym do PN-EN [4] obszar pośredni, między częścią górną a dolną, dzieli się na jak najmniejszą liczbę części, lecz o wymiarach w pionie nie większych niż szerokość budynku.

Dla powstałych obszarów, podobnie jak dla pozostałych typów budynków, wartość szczytowego ciśnienia prędkości jest liczona dla najwyższych ich punktów. Procedura w normie SANS [1] w tym zakresie jest identyczna, jak w EN [3], z tą jednak różnicą, że nie wskazano sposobu podziału obszaru pośredniego. Norma SABS [2] wskazuje możliwość zastosowania zmiennych wartości szczytowego ciśnienia prędkości zgodnie z pionowymi profilami wiatru, jednak nie została wskazana szczegółowa procedura dzielenia przegród na poszczególne obszary. Warto w tym miejscu wspomnieć, że istotną różnicą pomiędzy starą normą południowoafrykańską a pozostałymi normami jest wskazanie w SABS [2] jako górnej wysokości odniesienia w obliczaniu obciążenia ścian – wysokości ściany a nie wysokości budynku, jak ma to miejsce w pozostałych normach [1, 3-6]. Różnica ta może spowodować istotne dysproporcje w wartościach obciążenia ścian dla budynków przekrytych dachami o dużych kątach nachylenia. Norma PN-B [5, 6] zakłada podział budynków na dwie grupy. Dla budynków, których wysokość nie przekracza podwojonej szerokości (wymiaru prostopadłego do kierunku wiatru), współczynnik ekspozycji jest stały i określony dla wysokości budynku. Dla drugiej grupy budynków, których wysokość jest większa od podwojonej szerokości, należy przyjmować zmienną wartość współczynnika ekspozycji. Zgodnie z zapisami normy zamiast liniowo zmiennego rozkładu wartości można przyjmować rozkład skokowy o wartościach stałych równych średnim na odcinkach nie dłuższych niż 10 m. Procedura PN-B [5, 6] jest więc w tej kwestii różna od tej zastosowanej w EN [3] i PN-EN [4], gdzie przyjmuje

się, że ciśnienie działające na dany obszar odpowiada ciśnieniu w najwyższym punkcie tego obszaru.

5. Podsumowanie

W artykule przedstawiono sposób wyznaczania obciążenia wiatrem budynków według nowych norm polskiej PN-EN 1991-1-4 [4], europejskiej EN 1991-1-4 [3] i południowoafrykańskiej SANS 10160 [9]. W aspektach związanych z obliczaniem ciśnienia prędkości wiatru porównano zasady ujęte w nowych normach z zasadami ujętymi w normach zastępowanych, odpowiednio SABS 0160-1989 [2] i PN-77/B-02011 [5, 6]. Czynnikiem zwiększającym obciążenie obliczane zgodnie z zasadami normy SANS [1], w porównaniu z nową normą polską [4] i europejską [3], są większe wartości podstawowej bazowej prędkości wiatru, założenie stałego współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d = 1$ oraz zastosowanie stałego współczynnika kierunkowego $c_{dir} = 1$. Czynnikiem zmniejszającym obciążenie są natomiast mniejsze wartości współczynnika ekspozycji związane z użyciem stałego współczynnika działania porywów wiatru równego 1,96 (przy analogicznym współczynniku według eurokodów, na wysokości 10 m w terenie otwartym równym 2,32) oraz mniejsze wartości gęstości powietrza.

Niniejszy artykuł powstał jako wynik badań w projekcie badawczym realizowanym w ramach Umowy o Współpracy Naukowo-Technicznej między rządami RP i RPA.

Literatura

- [1] SANS 10160-3:2010. South African National Standard. Basis of structural design and actions for buildings and industrial structures. Part 3: Wind actions. South African Bureau of Standards, Pretoria.
- [2] SANS 10160-1989 (Reprinted 1994). South African Standard Code of practice for the general procedures and loadings to be adopted in the design of buildings, South African Bureau of Standards, Pretoria.
- [3] EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions – Wind actions.
- [4] PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
- [5] PN-B-02011:1977. Obciążenia w obliczeniach statycznych – Obciążenie wiatrem.
- [6] PN-B-02011:1977/Az1:2009. Zmiana do Polskiej Normy – Obciążenia w obliczeniach statycznych – Obciążenie wiatrem.
- [7] Goliger A.M., Retief J.V., Dunaiski P.E.: Background to SANS 10160. Part 3. Wind actions. 3-1 Review of codification of wind-loading for structural design, J.V. Retief, P.E. Dunaiski (ed.), Sun Media, Stellenbosch 2009.

- [8] Goliger A.M., Retief J.V., Dunaiski P.E., Kruger A.C.: Background to SANS 10160. Part 3. Wind actions. 3-2 Revised wind-loading design procedures for SANS 10160, J.V. Retief, P.E. Dunaiski (ed.), Sun Media, Stellenbosch 2009.
- [9] Dunaiski P.E., Dunaiski W.I., Retief J.V., Goliger A.: Comparison of wind load effects – calculated according to SABS 0160-1989 and the proposed procedure based on prEN 1991-1-4.6. Internal Report, ISE – Institute of Civil Engineering, University of Stellenbosch, Stellenbosch 2005.
- [10] Żuranski J.A.: Obciążenia wiatrem budowli i konstrukcji, wyd. 2., Arkady, Warszawa 1978.
- [11] Żuranski J.A.: Wpływ warunków klimatycznych i terenowych na obciążenie wiatrem konstrukcji budowlanych, Wydaw. Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2005.
- [12] Żuranski J.A.: Oddziaływania wiatru na konstrukcje budowlane w ujęciu normy PN-EN 1991-1-4:2008, Inżynieria i Budownictwo, nr 7/2010, s. 360-367.
- [13] Żuranski 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] Żuranski J.A.: Oddziaływania na konstrukcje, [w:] Budownictwo ogólne: Stalowe konstrukcje budynków – Projektowanie według eurokodów z przykładami obliczeń, t. V, pod red. M.A. Giżejowskiego i J. Ziółko, Arkady, Warszawa 2010.

COMPARISON OF WIND ACTIONS ON BUILDINGS ACCORDING TO POLISH AND SOUTH-AFRICAN CODES. PART 1. BASIS FOR CODIFICATION PROCEDURES

Summary

Aspects of the wind action determination for buildings according new South African and Polish design codes are described. The wind speed, conversion rules for velocity pressure and wind pressure on surfaces and construction as well as calculation procedures are included.

Michał CŹWIK
Marian GIŹEJOWSKI
Politechnika Warszawska

Adam GOLIGER
CSIR Built Environment, Republika Południowej Afryki

PORÓWNANIE ODDZIAŁYWANIA WIATRU NA BUDYNKI WEDŁUG NORM POLSKICH I POŁUDNIOWOAFRYKAŃSKICH. CZEŚĆ 2. PRZYKŁADY OBLICZEŃ

Na trzech przykładach, tj. typowego budynku mieszkalnego jednorodzinnego, hali przemysłowej i wysokiego budynku biurowego, przedstawiono procedury obliczania oddziaływania wiatru według norm polskich i południowoafrykańskich na konstrukcje budowlane. Porównano wyniki obliczeń i wyciągnięto wnioski.

1. Wprowadzenie

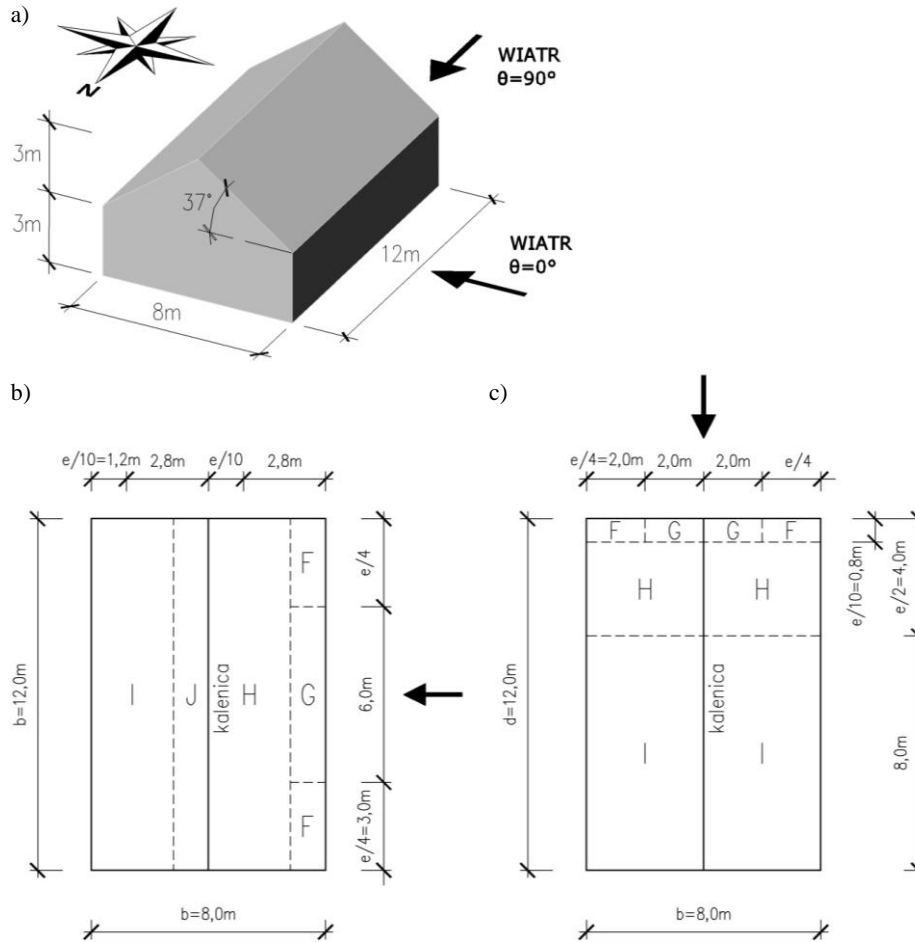
W części 1. artykułu (*Podstawy normalizacji obliczeń*) omówiono nowe zasady określania oddziaływania wiatru na budynki według norm krajowych i południowoafrykańskich, przyjmując jako podstawę normę europejską EN 1991-1-4 [1]. W niniejszej części przedstawiono trzy przykłady obliczeniowe.

Pierwszy przykład dotyczy tradycyjnego jednorodzinnego budynku mieszkalnego z dachem dwuspadowym. W drugim przedstawiono obliczenia obciążenia wiatrem hali przemysłowej. Ostatni przykład dotyczy wysokiego budynku biurowego. Obliczono wartość szczytową ciśnienia prędkości wiatru. Podano wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego dla elementów o powierzchni powyżej 10 m², używane w obliczeniach konstrukcji nośnych budynków jako całości. Wartości współczynników ciśnienia wewnętrznego nie zależą od wielkości przegród. Obliczono ciśnienie oddziałujące na wybrane powierzchnie budynków. Obliczenia zostały przeprowadzone zgodnie z procedurami wskazanymi w normach EN [1], PN-EN [2] i SANS [3]. W przypadku wszystkich przykładów założono strefę obciążenia wiatrem odpowiadającą największym obszarom poszczególnych krajów, odpowiednio według PN-EN [2] strefa I ($V_{b,0} = 22$ m/s) i według SANS [3] strefa $v_{b,0} = 28$ m/s. W obliczeniach prowa-

dzonych według EN [1] założono wartość podstawowej bazowej prędkości wiatru zgodną z PN-EN [2]. Obliczenia według PN-EN [2] zostały wykonane zgodnie z Załącznikiem krajowym.

Przykład 1.

Przyjęto następujące dane: budynek o rzucie 8 x 12 m z dachem dwuspadowym o kącie spadku 37° bez okapów, o wysokości ścian 3 m i wysokości całkowitej 6 m. Orientacja ścian dłuższych wschód–zachód (rys. 1.). Teren kategorii II (odpowiednio kategoria B według SANS [3]).



Rys. 1. Budynek mieszkalny z dachem dwuspadzistym (a); zaznaczono pola dachu w zależności od kierunku wiatru (b, c)

Obliczenia przeprowadzono dla dwóch kierunków wiatru: prostopadłego (tab. 1., 2.) i równoległego (tab. 3., 4.) do kalenicy. W obu przypadkach uwzględniono współczynnik kierunkowy.

Tabela 1. Obliczenia wartości szczytowej ciśnienia prędkości wiatru; kierunek wiatru prostopadły do kalenicy

Wielkość	Norma		
	PN-EN	EN	SANS
Wysokość konstrukcji h	6 m		
Szerokość konstrukcji b	12 m		
Długość konstrukcji d	8 m		
Stosunek h/d	0,75		
$e = \min(b, 2h)$	12 m		
Kąt spadku dachu	37°		
Kierunek wiatru	zachodni (sektor 10. – 270°)		
Strefa obciążenia wiatrem	1.	1.	28 m/s
Kategoria terenu	II	II	B
$v_{b,0}$	22,0 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s
c_{dir}	1,0	1,0	1,0
c_{seson}	1,0	1,0	1,0
c_{prob}	1,0	1,0	1,0
$v_b = c_{dir}c_{seson}c_{prob}v_{b,0}$	22,0 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s
$c_r(h)$	0,917	0,910	0,938
$c_o(h)$	1,0	1,0	1,0
$v_m(h) = c_r(h)c_o(h)v_b$	20,2 m/s	20,0 m/s	–
$v_{b,peak} = 1,4v_b$	–	–	39,2 m/s
$v_p = c_r(h)c_o(h)v_{b,peak}$	–	–	36,8 m/s
ρ	1,25 kg/m ³	1,25 kg/m ³	1,20 kg/m ³
$q_{b,0}$	0,300 kN/m ²	–	–
$q_b = 0,5\rho v_b^2$ dla PN-EN można = $c_{dir}c_{seson}c_{prob}^2 q_{b,0}$	0,300 kN/m ²	0,303 kN/m ²	–
$I_v(h) = 1/ c_o(h) \ln(h/z_0)$	0,209	0,209	–
$c_e(h)$ dla PN-EN = $2,3 h/10^{0,24} c_o^2(h)$ dla EN = $1 + 7I_v(h) c_r(h)c_o(h)^2$	2,03	2,04	–
$q_p(h) = c_e(h)q_b$	0,610 kN/m ²	0,616 kN/m ²	0,811 kN/m ²

Tabela 2. Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem dachu budynku; kierunek wiatru prostopadły do kalenicy

Wielkość	Norma	Pole dachu						
		F	G	H	I	J		
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS	-0,267 0,700	-0,267 0,700	-0,107 0,493	-0,307 0	-0,407 0		
$w_{e,10} = q_p(h)c_{pe,10}$	PN-EN	-0,163 0,427	-0,163 0,427	-0,065 0,301	-0,187 0	-0,248 0		
		EN	-0,164 0,431	-0,164 0,431	-0,066 0,304	-0,189 0	-0,251 0	
	SANS	-0,216 0,568	-0,216 0,568	-0,087 0,400	-0,189 0	-0,251 0		
		PN-EN	0,122 -0,183					
	EN	0,123 -0,185						
		SANS	0,162 -0,243					
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$ lub $c_{pi} = -0,3$	PN-EN	-0,285 0,020 0,305 0,610	-0,285 0,020 0,305 0,610	-0,187 0,118 0,179 0,484	-0,309 -0,004 -0,122 0,183	-0,370 -0,065 -0,122 0,183		
		EN	-0,288 0,021 0,308 0,616	-0,288 0,021 0,308 0,616	-0,189 0,119 0,181 0,489	-0,312 -0,004 -0,123 0,185	-0,374 -0,066 -0,123 0,185	
			SANS	-0,378 0,027 0,405 0,811	-0,378 0,027 0,405 0,811	-0,249 0,157 0,238 0,643	-0,411 -0,005 -0,162 0,243	-0,492 -0,087 -0,162 0,243

UWAGA: Czcionką pogrubioną zaznaczono maksymalne wartości parcia i ssania wiatru.

Tabela 3. Obliczenia wartości szczytowej ciśnienia prędkości wiatru; kierunek wiatru równoległy do kalenicy (dla PN-EN $c_{dir} = 0,7$)

Wielkość	Norma		
	PN-EN	EN	SANS
Wysokość konstrukcji h	6 m		
Szerokość konstrukcji b	8 m		
Długość konstrukcji d	12 m		
Stosunek h/d	0,50		
$e = \min(b, 2h)$	8 m		
Kierunek wiatru	południowy (sektor 7. – 180°)		
c_{dir}	0,7	1,0	1,0
$v_b = c_{dir}c_{seson}c_{prob}v_{b,0}$	15,4 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s
$q_p(h) = c_e(h)q_b$	0,299 kN/m ²	0,616 kN/m ²	0,811 kN/m ²

Tabela 4. Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem dachu budynku; kierunek wiatru równoległy do kalenicy (dla PN-EN $c_{dir} = 0,7$)

Wielkość	Norma	Pole dachu			
		F	G	H	I
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS	-1,100	-1,400	-0,847	-0,500
$w_{e,10} = q_p(h)c_{pe,10}$	PN-EN	-0,329	-0,419	-0,253	-0,150
	EN	-0,678	-0,863	-0,522	-0,308
	SANS	-0,892	-1,135	-0,687	-0,405
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$	PN-EN	0,060			
	EN	0,123			
	SANS	0,162			
$w_{net,10} = w_{e,10} - w_i$	PN-EN	-0,389	-0,479	-0,313	-0,209
	EN	-0,801	-0,986	-0,645	-0,431
	SANS	-1,054	-1,298	-0,849	-0,568

W przypadku kierunku prostopadłego do kalenicy różnica pomiędzy wartościami szczytowymi ciśnienia prędkości wiatru, obliczonymi zgodnie z EN [1] a PN-EN [2], wynosząca ok. 1% wynika z różnych metod obliczania współczynnika $c_e(h)$ oraz zastosowania dla obliczeń według PN-EN [2] wartości $q_{b,0}$ z Załącznika krajowego, która jest nieco niższa niż ta obliczona według EN [1], zgodnie ze wzorem $q_b = 0,5\rho v_b^2$. Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru obliczona zgodnie z SANS [3] jest o 32% wyższa od tej obliczonej według EN [1]. Głównym tego powodem jest o 27% większa wartość podstawowej bazowej prędkości wiatru, która w przeliczeniu na podstawowe bazowe ciśnienie prędkości wiatru wynosi 61%. Różnica w wartościach ciśnienia jest niwelowana mniejszym współczynnikiem ekspozycji oraz niższą gęstością powietrza.

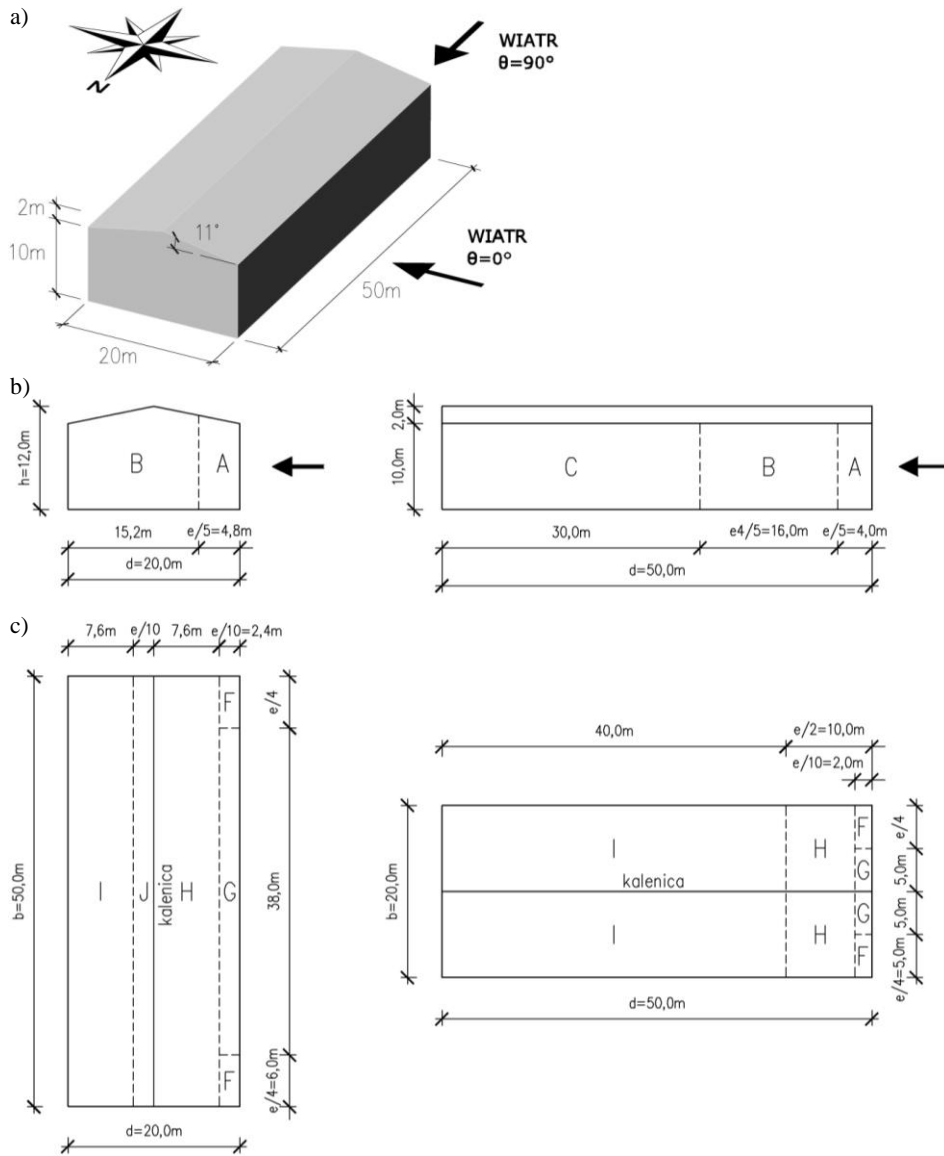
Ponieważ wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego i wewnętrznego wskazane w normach EN [1], PN-EN [2] i SANS [3] są identyczne, różnice w wartościach ciśnienia na poszczególne przegrody wynikają wyłącznie z różnic w wartościach szczytowych ciśnienia prędkości wiatru.

W tabeli 3. wskazano jedynie te wartości, na które wpływ ma współczynnik kierunkowy. Pozostałe wartości pozostają bez zmian, zgodnie z danymi zawartymi w tab. 1. Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru obliczona według normy z PN-EN [2] dla współczynnika kierunkowego $c_{dir} = 0,7$ jest niższa o 51% od tej obliczonej dla $c_{dir} = 1,0$. W obliczeniach według norm EN [1] i SANS [3] przyjęto zalecaną wielkość $c_{dir} = 1,0$.

Podobnie jak dla kierunku wiatru prostopadłego dla kalenicy i w przypadku kierunku równoległego wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego i wewnętrznego wskazane w normach EN [1], PN-EN [2] i SANS [3] są identyczne i różnice w wartościach ciśnienia na poszczególne przegrody wynikają wyłącznie z różnic w wartościach szczytowych ciśnienia prędkości wiatru.

Przykład 2.

Przyjęto następujące dane: hala o rzucie 20 x 50 m z dachem dwuspadowym o kącie spadku 11° bez okapów, o wysokości ścian 10 m i wysokości całkowitej 12 m. Orientacja ścian dłuższych wschód–zachód (rys. 2.). Teren kategorii III (odpowiednio kategoria C według SANS [3]).



Rys. 2. Hala przemysłowa z dachem dwuspadowym (a); zaznaczono pola dachu i ścian w zależności od kierunku wiatru, podział ścian (b), podział dachu (c)

Obliczenia przeprowadzono dla dwóch kierunków wiatru: prostopadłego (tab. 5-7.) i równoległego (tab. 8-10) do kalenicy. W obu przypadkach uwzględniono współczynnik kierunkowy.

Tabela 5. Obliczenia wartości szczytowej ciśnienia prędkości wiatru; kierunek wiatru prostopadły do kalenicy

Wielkość	Norma		
	PN-EN	EN	SANS
Wysokość konstrukcji h	12 m		
Szerokość konstrukcji b	50 m		
Długość konstrukcji d	20 m		
Stosunek h/d	0,60		
$e = \min(b, 2h)$	24 m		
Kąt spadku dachu	11°		
Kierunek wiatru	zachodni (sektor 10. – 270°)		
Strefa obciążenia wiatrem	1.	1.	28 m/s
Kategoria terenu	III	III	C
$v_{b,0}$	22,0 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s
c_{dir}	1,0	1,0	1,0
c_{seson}	1,0	1,0	1,0
c_{prob}	1,0	1,0	1,0
$v_b = c_{dir}c_{seson}c_{prob}v_{b,0}$	22,0 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s
$c_r(h)$	0,828	0,795	0,877
$c_o(h)$	1,0	1,0	1,0
$v_m(h) = c_r(h)c_o(h)v_b$	18,2 m/s	17,5 m/s	–
$v_{b,peak} = 1,4v_b$	–	–	39,2 m/s
$v_p = c_r(h)c_o(h)v_{b,peak}$	–	–	34,4 m/s
ρ	1,25 kg/m ³	1,25 kg/m ³	1,20 kg/m ³
$q_{b,0}$	0,300 kN/m ²	–	–
$q_b = 0,5\rho v_b^2$ dla PN-EN można = $c_{dir}c_{seson}c_{prob}^2 q_{b,0}$	0,300 kN/m ²	0,303 kN/m ²	–
$I_v(h) = 1 / c_o(h) \ln(h/z_0)$	0,271	0,271	–
$c_e(h)$ dla PN-EN = $2,3 h/10^{0,24} c_o^2(h)$ dla EN = $1 + 7I_v(h) c_r(h)c_o(h)^2$	1,99	1,83	–
$q_p(h) = c_e(h)q_b$	0,598 kN/m ²	0,553 kN/m ²	0,710 kN/m ²

Tabela 6. Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem ścian budynku; kierunek wiatru prostopadły do kalenicy

Wielkość	Norma	Pole ściany			
		A	B	D	E
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS	-1,200	-0,800	0,747	-0,393
$w_{e,10} = q_p(h)c_{pe,10}$	PN-EN	-0,717	-0,478	0,446	-0,235
	EN	-0,664	-0,443	0,413	-0,218
	SANS	-0,852	-0,568	0,530	-0,279
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$ lub $c_{pi} = -0,3$	PN-EN	0,120		-	0,120
		-		-0,179	-
	EN	0,111		-	0,111
		-		-0,166	-
SANS	0,142		-	0,142	
	-		-0,213	-	
$w_{net,10} = w_{e,10} - w_i$	PN-EN	-0,837	-0,598	0,626	-0,355
	EN	-0,775	-0,553	0,579	-0,328
	SANS	-0,994	-0,710	0,743	-0,421

Tabela 7. Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem dachu budynku; kierunek wiatru prostopadły do kalenicy

Wielkość	Norma	Pole dachu				
		F	G	H	I	J
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS	-1,220	-0,960	-0,420	-0,480	-0,840
$w_{e,10} = q_p(h)c_{pe,10}$	PN-EN	0,120	0,120	0,120	-0,240	0,080
		-0,729	-0,574	-0,251	-0,287	-0,502
	EN	0,072	0,072	0,072	-0,143	0,048
		-0,675	-0,531	-0,232	-0,266	-0,465
	SANS	0,066	0,066	0,066	-0,133	0,044
		-0,866	-0,681	-0,298	-0,266	-0,465
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$ lub $c_{pi} = -0,3$	PN-EN	0,120				
		-0,179				
	EN	0,111				
		-0,166				
	SANS	0,142				
		-0,213				
$w_{net,10} = w_{e,10} - w_i$	PN-EN	-0,849	-0,693	-0,371	-0,406	-0,622
		-0,550	-0,394	-0,072	-0,108	-0,323
		-0,048	-0,048	-0,048	-0,263	-0,072
		0,251	0,251	0,251	0,036	0,227
	EN	-0,786	-0,642	-0,343	-0,376	-0,575
		-0,509	-0,365	-0,066	-0,100	-0,299
		-0,044	-0,044	-0,044	-0,243	-0,066
		0,232	0,232	0,232	0,033	0,210
	SANS	-1,008	-0,823	-0,440	-0,483	-0,738
		-0,653	-0,468	-0,085	-0,128	-0,383
		-0,057	-0,057	-0,057	-0,312	-0,085
		0,298	0,298	0,298	0,043	0,270

UWAGA: Czcionką pogrubioną zaznaczono maksymalne wartości parcia i ssania wiatru.

Tabela 8. Obliczenia wartości szczytowej ciśnienia prędkości wiatru; kierunek wiatru równoległy do kalenicy

Wielkość	Norma		
	PN-EN	EN	SANS
Wysokość konstrukcji h	12 m		
Szerokość konstrukcji b	20 m		
Długość konstrukcji d	50 m		
Stosunek h/d	0,24		
$e = \min(b, 2h)$	20 m		
Kierunek wiatru	południowy (sektor 7. – 180°)		
c_{dir}	0,7	1,0	1,0
$v_b = c_{dir}c_{seson}c_{prob}v_{b,0}$	15,4 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s
$q_p(h) = c_e(h)q_b$	0,293 kN/m ²	0,553 kN/m ²	0,710 kN/m ²

Tabela 9. Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem ścian budynku; kierunek wiatru równoległy do kalenicy

Wielkość	Norma	Pole ściany				
		A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS	-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300
$w_{e,10} = q_p(h)c_{pe,10}$	PN-EN	-0,351	-0,234	-0,146	0,205	-0,088
	EN	-0,664	-0,443	-0,277	0,387	-0,166
	SANS	-0,852	-0,568	-0,355	0,497	-0,213
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$ lub $c_{pi} = -0,3$	PN-EN	0,059		-	-	0,059
		-		-0,088	-	-
	EN	0,111		-	-	0,111
		-		-0,166	-	-
	SANS	0,142		-	-	0,142
		-		-0,213	-	-
$w_{net,10} = w_{e,10} - w_i$	PN-EN	-0,410	-0,293	-0,205	0,293	-0,146
	EN	-0,775	-0,553	-0,387	0,553	-0,277
	SANS	-0,994	-0,710	-0,497	0,710	-0,355

Tabela 10. Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem dachu budynku; kierunek wiatru równoległy do kalenicy

Wielkość	Norma	Pole dachu			
		F	G	H	I
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS	-1,420	-1,300	-0,640	-0,540
$w_{e,10} = q_p(h)c_{pe,10}$	PN-EN	-0,416	-0,381	-0,187	-0,158
	EN	-0,786	-0,719	-0,354	-0,299
	SANS	-1,008	-0,923	-0,454	-0,383
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$	PN-EN	0,059			
	EN	0,111			
	SANS	0,142			
$w_{net,10} = w_{e,10} - w_i$	PN-EN	-0,474	-0,439	-0,246	-0,217
	EN	-0,896	-0,830	-0,465	-0,409
	SANS	-1,150	-1,065	-0,596	-0,525

Różnica pomiędzy wartościami szczytowymi ciśnienia prędkości wiatru obliczonymi zgodnie z EN [1] a PN-EN [2] wynosząca 8% wynika z odmiennych metod obliczania współczynnika $c_e(h)$ oraz zastosowania dla obliczeń według PN-EN [2] wartości $q_{b,0}$ z Załącznika krajowego, która jest nieco niższa niż ta obliczona według EN [1], zgodnie ze wzorem $q_b = 0,5\rho v_b^2$. Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru obliczona zgodnie z SANS [3] jest o 28% wyższa od tej obliczonej według normy EN [1]. Podobnie jak w przykładzie 1., głównym powodem jest dużo większa wartość podstawowej bazowej prędkości wiatru niwelowana przez różnice w wartościach ciśnienia i mniejszy współczynnik ekspozycji oraz niższą gęstość powietrza.

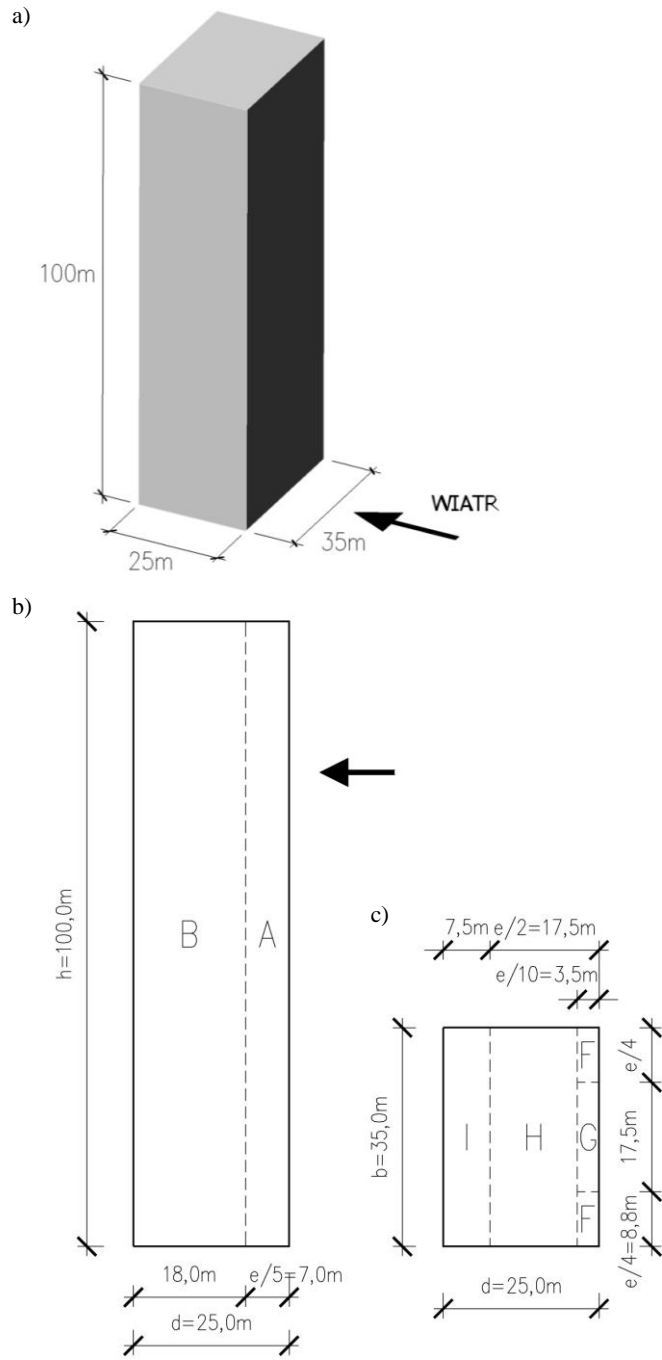
Podobnie jak w przykładzie 1., różnice w wartościach ciśnienia na poszczególne przegrody wynikają wyłącznie z różnic w wartościach szczytowych ciśnienia prędkości wiatru.

Przykład 3.

Przyjęto następujące dane: wysoki budynek biurowy o rzucie 25 x 35 m z płaskim dachem, o wysokości całkowitej 100 m, o konstrukcji mieszanej żelbetowo-stalowej (rys. 3.). Teren kategorii IV (odpowiednio kategoria D według SANS [3]). Wiatr wiejący prostopadle do dłuższej ściany. Ponieważ normy EN [1] i SANS [3] nie podają dla budynków, których wysokość h jest większa niż $2b$, dokładnych wytycznych dotyczących podziału obszaru pośredniego ściany nawietrznej, przyjęto podział zgodnie z wytycznymi Załącznika krajowego do PN-EN [2]. W tabeli 11. przedstawiono obliczenia wartości szczytowej ciśnienia prędkości wiatru, natomiast w tab. 12. i 13. obliczenia współczynników ciśnienia i wartości charakterystycznych obciążenia wiatrem dachu i ścian budynku.

Różnica pomiędzy wartościami szczytowymi ciśnienia prędkości wiatru na wysokości 100 m, obliczonymi zgodnie z EN [1] a PN-EN [2], wynosząca ok. 1%, podobnie jak w pozostałych przykładach, wynika z różnych metod obliczania współczynnika $c_e(h)$ oraz zastosowania dla obliczeń według PN-EN [2] wartości $q_{b,0}$ z Załącznika krajowego. Ta sama wartość szczytowego ciśnienia prędkości wiatru obliczona zgodnie z SANS [3] jest o 25% wyższa od tej obliczonej zgodnie z EN [1]. Tak jak w poprzednich przykładach, głównym powodem jest dużo większa wartość podstawowej bazowej prędkości wiatru niwelowana przez różnice w wartościach ciśnienia i mniejszy współczynnik ekspozycji oraz niższą gęstość powietrza.

Podobnie jak w przykładach 1. i 2. różnice w wartościach ciśnienia na poszczególne przegrody wynikają wyłącznie z różnic w wartościach szczytowych ciśnienia prędkości wiatru.



Rys. 3. Wysoki budynek biurowy z płaskim dachem (a); zaznaczo-
no pola dachu i ścian, podział ścian (b) i dachu (c)

Tabela 11. Obliczenia wartości szczytowej ciśnienia prędkości wiatru; kierunek wiatru prostopadły do dłuższej ściany

Wielkość	Norma			
	PN-EN	EN	SANS	
Wysokość konstrukcji h	100 m			
Szerokość konstrukcji b	35 m			
Długość konstrukcji d	25 m			
Stosunek h/d	4,00			
$e = \min(b, 2h)$	35 m			
Kąt spadku dachu	0°			
Kierunek wiatru	dowolny			
Strefa obciążenia wiatrem	1.	1.	28 m/s	
Kategoria terenu	IV	IV	D	
$v_{b,0}$	22,0 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s	
c_{dir}	1,0	1,0	1,0	
c_{seson}	1,0	1,0	1,0	
c_{prob}	1,0	1,0	1,0	
$v_b = c_{dir}c_{seson}c_{prob}v_{b,0}$	22,0 m/s	22,0 m/s	28,0 m/s	
$c_r(z_e)$	$z_e = h = 100$ m	1,043	1,079	1,098
	$z_e = z_{strip} = 65$ m	0,940	0,978	1,025
	$z_e = b = 35$ m	0,810	0,833	0,924
$c_o(z_e)$		1,0	1,0	1,0
$v_m(z_e) = c_r(z_e)c_o(z_e)v_b$	$z_e = h = 100$ m	22,9 m/s	23,7 m/s	-
	$z_e = z_{strip} = 65$ m	20,7 m/s	21,5 m/s	
	$z_e = b = 35$ m	17,8 m/s	18,3 m/s	
$v_{b,peak} = 1,4 v_b$	-	-	39,2 m/s	
$v_p = c_r(h)c_o(h)v_{b,peak}$	$z_e = h = 100$ m	-	-	43,1 m/s
	$z_e = z_{strip} = 65$ m	-	-	40,2 m/s
	$z_e = b = 35$ m	-	-	36,2 m/s
ρ	1,25 kg/m ³	1,25 kg/m ³	1,20 kg/m ³	
$q_{b,0}$	0,300 kN/m ²	-	-	
$q_b = 0,5 \rho v_b^2$ dla PN-EN można = $c_{dir}c_{seson}c_{prob}^2 q_{b,0}$	0,300 kN/m ²	0,303 kN/m ²	-	
$I_v(z_e) = 1/ c_o(h) \ln(h/z_0)$	$z_e = h = 100$ m	0,217	0,217	-
	$z_e = z_{strip} = 65$ m	0,240	0,240	
	$z_e = b = 35$ m	0,281	0,281	
$c_e(z_e)$ dla PN-EN $= 2,3 h/10^{0,24} c_o^2(h)$ dla EN $= 1 + 7I_v(h) c_r(h)c_o(h)^2$	$z_e = h = 100$ m	2,92	2,93	-
	$z_e = z_{strip} = 65$ m	2,58	2,56	
	$z_e = b = 35$ m	2,16	2,06	
$q_p(z_e) = c_e(z_e)q_b$	$z_e = h = 100$ m	0,877 kN/m ²	0,888 kN/m ²	1,112 kN/m ²
	$z_e = z_{strip} = 65$ m	0,774 kN/m ²	0,775 kN/m ²	0,969 kN/m ²
	$z_e = b = 35$ m	0,647 kN/m ²	0,623 kN/m ²	0,787 kN/m ²

Tabela 12. Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem dachu budynku; kierunek wiatru prostopadły do dłuższej ściany

Wielkość	Norma	Pole dachu			
		F	G	H	I
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS	-1,800	-1,200	-0,700	0,200 -0,200
$w_{e,10} = q_p(h)c_{pe,10}$	PN-EN	-1,579	-1,053	-0,614	0,175 -0,175
	EN	-1,598	-1,065	-0,621	0,178 -0,178
	SANS	-2,002	-1,335	-0,778	0,222 -0,222
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$	PN-EN	0,175			0,175 -0,263
	EN	0,178			0,178 -0,266
	SANS	0,222			0,222 -0,334
$w_{net,10} = w_{e,10} - w_i$	PN-EN	-1,755	-1,228	-0,790	0
					0,439
					-0,351
	EN	-1,775	-1,243	-0,799	0,088
					0
					0,444
	SANS	-2,224	-1,557	-1,001	-0,355
					0,089
					0
					0,556
					-0,445
					0,111

UWAGA: Czcionką pogrubioną zaznaczono maksymalne wartości parcia i ssania wiatru.

W tabeli 14. zestawiono obciążenia poziome budynku, uwzględniając współczynnik konstrukcyjny oraz współczynnik braku korelacji między ciśnieniem wiatru po stronie nawietrznej i zawietrznej. Sumaryczne wartości obciążenia poziomego na konstrukcję nośną budynku obliczono według wzoru:

$$w(z_e) = [w_{e,10,D}(z_e) - w_{e,10,E}(z_e)] c_s c_d k_{DE} \quad (1)$$

gdzie k_{DE} – współczynnik uwzględniający brak korelacji między ciśnieniem wiatru po stronie nawietrznej i zawietrznej zależny od stosunku h/d .

Poza innymi wartościami ciśnienia na przegrody, wynikającymi z różnic w wartościach szczytowych ciśnienia prędkości obliczonych zgodnie z poszczególnymi normami, czynnikiem zwiększającym dysproporcje w wartościach sumarycznego obciążenia poziomego na konstrukcję jest współczynnik konstruk-

Tabela 13. Współczynniki ciśnienia i wartości obciążenia zewnętrznego i wewnętrznego wiatrem ścian budynku; kierunek wiatru prostopadły do dłuższej ściany

Wielkość	Norma	Wysokość	Pole ściany			
			A	B	D	E
$c_{pe,10}$	PN-EN, EN, SANS		-1,20	-0,80	0,80	-0,65
$w_{e,10} = q_p(z_e)c_{pe,10}$	PN-EN	100 m	-1,053	-0,702	0,702	-0,570
		65 m			0,620	
		35 m			0,518	
	EN	100 m	-1,065	-0,710	0,710	-0,577
		65 m			0,620	
		35 m			0,499	
	SANS	100 m	-1,335	-0,890	0,890	-0,723
		65 m			0,775	
		35 m			0,630	
$w_i = q_p(h)c_{pi}$ $c_{pi} = 0,2$ lub $c_{pi} = -0,3$	PN-EN		0,175		-	0,175
			-		-0,263	-
	EN		0,178		-	0,178
			-		-0,266	-
	SANS		0,222		-	0,222
			-		-0,334	-
$w_{net,10} = w_{e,10} - w_i$	PN-EN	100 m	-1,228	-0,877	0,965	-0,746
		65 m			0,883	
		35 m			0,781	
	EN	100 m	-1,243	-0,888	0,976	-0,755
		65 m			0,886	
		35 m			0,765	
	SANS	100 m	-1,557	-1,112	1,223	-0,945
		65 m			1,109	
		35 m			0,963	

Tabela 14. Wartości charakterystyczne netto obciążenia wiatrem ścian budynku oraz wartości obciążenia wiatrem budynku; kierunek wiatru prostopadły do dłuższej ściany

Norma	Wysokość	$w_{e,10} = q_p(z_e)c_{pe,10}$				$c_s c_d$	k_{DE}	$w(z_e)$
		A	B	D	E			
PN-EN	100 m	-1,053	-0,702	0,702	-0,570	0,826	0,96	1,01
	65 m			0,620				0,95
	35 m			0,518				0,86
EN	100 m	-1,065	-0,710	0,710	-0,577	0,831	0,96	1,03
	65 m			0,620				0,96
	35 m			0,499				0,86
SANS	100 m	-1,335	-0,890	0,890	-0,723	1,00	0,96	1,55
	65 m			0,775				1,44
	35 m			0,630				1,30

UWAGI:

- 1) Współczynnik konstrukcyjny $c_s c_d$ dla EN [1] i PN-EN [2] obliczono zgodnie z procedurą (1).
- 2) $h/d = 4,0$.
- 3) Współczynnik k_{DE} uwzględnia brak korelacji między ciśnieniem wiatru po stronie nawietrznej i zawietrznej.

cyjny. Różnica pomiędzy wartościami c_s, c_d obliczonymi według norm EN [1] i PN-EN [2], wynosząca w tym konkretnym przypadku ok. 1%, wynika z zastosowania profilu potęgowej prędkości wiatru w PN-EN [2] i profilu logarytmicznego w EN [1]. W SANS [3] wskazano, że dla obiektów objętych normą współczynnik ten powinien być stały i wynosić 1,0. W związku z tym współczynnik obliczony według EN [1] jest o 17% mniejszy od tego przyjętego zgodnie z zaleceniami SANS [3]. W rezultacie wartości sumarycznego obciążenia obliczone zgodnie z SANS [3] są o 51% większe od tych uzyskanych według EN [1]. Różnice pomiędzy EN [1] a PN-EN [2] są niewielkie i nie przekraczają 2%.

2. Podsumowanie

Na trzech przykładach, tj. typowego jednorodzinnego budynku mieszkalnego, hali przemysłowej i wysokiego budynku biurowego, przedstawiono procedury obliczeniowe według nowych norm polskiej PN-EN 1991-1-4 [2], europejskiej EN 1991-1-4 [1] i południowoafrykańskiej SANS 10160 [3]. W obliczeniach w zakresie normy PN-EN 1991-1-4 [2] posłużono się zapisami Załącznika krajowego. Przedstawione przykłady wskazały, że dla strefy obciążenia wiatrem odpowiadającej największym obszarom poszczególnych krajów, odpowiednio według PN-EN [2] strefa I ($V_{b,0} = 22$ m/s) i według SANS [3] strefa $v_{b,0} = 28$ m/s, przy założeniu $c_{dir} = 1$, różnica w wartościach obciążenia przegród typowego jednorodzinnego budynku mieszkalnego wyniosła 32%, a hali przemysłowej – 28%. Dla wysokiego budynku biurowego różnica w wartościach obciążenia przegród wyniosła 25 oraz 51% dla sumarycznego obciążenia budynku. Przy założeniu $c_{dir} = 0,7$ wartości obciążenia określone zgodnie z PN-EN [2] mogą być prawie 2,5-krotnie niższe niż te określone zgodnie z SANS [3].

Niniejszy artykuł powstał jako wynik badań w projekcie badawczym realizowanym w ramach Umowy o Współpracy Naukowo-Technicznej między rządami RP i RPA.

Literatura

- [1] EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions.
- [2] PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
- [3] SANS 10160-3:2010. South African National Standard. Basis of structural design and actions for buildings and industrial structures. Part 3: Wind actions. South African Bureau of Standards, Pretoria.

**COMPARISON OF WIND ACTIONS ON BUILDINGS ACCORDING
TO POLISH AND SOUTH-AFRICAN CODES.
PART 2. ILLUSTRATIVE EXAMPLES**

S u m m a r y

For three examples – a typical family residential building, industrial building and high-rise Office building – procedures of the evaluation of wind action according to Polish and South African codes are presented. Obtained results are compared and remarks are formulated.

Ivan HYBEN¹
Marcela SPIŠÁKOVÁ²
Technical University of Košice

WAYS OF DEMOLITION WORKS vs. FINAL PRODUCT OF RECYCLING

The civil engineering is one of the significant holders of permanent value to society. On the other hand, construction and demolition waste (CDW) generated during this activity presents 22% of the total waste stream in European Union [1]. However, this waste can be recycling through the existing technological methods and processes. Considering this fact, is necessary to begin to understand the waste as a source of secondary material, which allows the saving of natural raw materials. The ways of treatment and subsequent use of construction and demolition waste (CDW) depends strongly of the demolition waste realization, because the construction and demolition waste arises mainly at this works. This paper deals with the possibilities of realization of demolition works and the consequent ways of recycled material use.

1. Introduction

Construction waste presents a huge source of secondary raw materials, which is needed by appropriate technological methods to use. One of the waste material utilization ways is recycling, which brings to savings of natural sources, treatment of construction and demolition waste and prolonging of the life cycle of particular kinds of materials. In the last decade, the recycling of construction and demolition waste is emphasized not only from an environmental aspect, but also from an economic aspect, which is currently one of the main criteria of success of the activity. The realization of demolition works has a significant impact on the treatment options of construction and demolition waste and the quality of recycled materials.

The waste generated in the construction industry can be divided into the following groups [2]:

- waste from the operation of construction equipment and objects,
- waste from the preparation, auxiliary and transport activities,

¹ ivan.hyben@tuke.sk

² marcela.spisakova@tuke.sk

- waste from the realization, implementation and exploitation of the buildings,
- waste from the reconstruction and demolition of construction objects.

However, the renovation and demolition works of buildings present the biggest share in the production of construction waste. Currently it is interesting the issue of old prefabricated houses, which were designed at the 50 or 60 year life cycle. The demolition or renovation works of these objects is the source of mineral construction debris predominantly composed of the inert minerals, eg. bricks, concrete, mortar, concrete building components, roofing, etc and the concrete debris, particular reinforced concrete. Similarly, a large proportion of the CDW present a demolition and renovation works in the road and bridge construction, namely the old bridges and roads, where are created the recyclable materials, mainly the mixture of asphalt and materials from the layers of roads and highways, reinforced and prestressed concrete.

2. Building structures demolition and deconstruction works

The quality and composition of construction and demolition waste can largely influence the realization of demolition of building structure, construction or their parts. The reason for demolition (removal) of structures can be a disposal of unsuitable adaptations and extensions, the changes of dispositions or the removal and demolition of the entire construction object. Demolition works of non-load bearing of infill parts of construction is not usually difficult. Much more difficult is the demolition of load bearing parts of construction, respectively whole construction. The working method for the demolition, especially the exact demolition procedure of individual constructions in the building is necessary to design in advance. There stability of the structures has to be ensured. Therefore it has to be proposed the gradual demolition or load bearing parts of construction – those that have lost their load bearing function of which the load bearing function is transferred to other elements and parts of construction. The proposed working procedure must be regularly and carefully monitor in according with the Notice SÚBP and SBÚ No 374/1990 about the safety of occupational and technical equipment in construction work.

In the past, the ways of the demolition of construction were depended on the type of construction material and the type of construction. Until the mid-19 century, the most building were built entirely of stones and bricks connected by the mortar. These objects were manually demolished and materials were re-used for new construction. This procedure presents a reasonable re-use of materials. The new construction materials – concrete and reinforced concrete came with the use of cement. The demolition works presented the disconnection of much stronger materials, which require higher standards for their demolition [3].

The choice of the optimal demolition technology always depends on the particular case. Consideration has to be given to the impact of the demolition on particular reconstructed structure, nearby objects and the surroundings [4].

The demolition works can be carried out in particular:

- manually,
- by mechanized way,
- by explosive way.

1. *Manual demolition of structures* (Fig. 1a) – should be used where is it not possible or suitable to apply the mechanization, particularly in small demolition works, for example in the creation or extension of the holes, in some preparatory works for the reconstruction, in the remote locations or in the deconstruction of structures. The advantage of this demolition way is the opportunity to regulate the amount and extent of demolition material.
2. *Demolitions through the mechanization* (Fig. 1b) – the continuous of dividing joints, grooves, bores by which the structural components are divided into separate parts are created by the work of demolition mechanisms. The disadvantages of this technology are the significant shocks that can destroy the surrounding construction and the small sensitivity of demolition, because the quality and composition of waste cannot be regulated.

This realization method of demolition works was previously used for disposal of brick constructions. Firstly, there was provided a demolition of construction by the ropes pulled by the trucks or excavators. This method requires the gradual laying of the roof deck after its manually deconstruction, laying of the roof and then the pulling of vertical and horizontal parts of structures. The advantage of this procedure is that the building material be easily split and used [4].

The existing reinforced concrete structures are characterized by the large amounts of steel reinforcement. The crushing jaws of mechanization disturb the structural elements and move to the foot of construction. During the mechanical disconnecting of reinforced concrete construction it always begins from the top to down floors gradually cutting the reinforced concrete walls. Mechanisms cut the surface of the walls in the vertical and horizontal direction. Similarly, the demolition of reinforced concrete construction can not work without the supplementary hand demolition [3].

3. *Demolition works by explosive* (Fig. 1c) – is used mainly for the sanitation works, where is needed to demolish the whole constructions, eventually their complete parts, which usually means to demolish and remove at once the massive units of structures. By the explosion it is achieved a partial destruction of construction with the following manually or mechanized

disconnection, or the total disconnection – the destruction of structure with the removal of individual units by the heavy machineries. The use of explosives in the industrial demolition of construction has been successfully used form the 50s of last century. This method of demolition is mainly applied for the high buildings, where the mechanisms cannot be use, for example – chimneys of factory, cooling towers, bridges, as well as all types of reinforced concrete and steel structures.



Fig. 1. Demolition and deconstruction of building structures: a) manual demolition of structures, b) demolitions through the mechanization, c) demolition of construction by explosion, d) deconstruction of structures

Another possible approach to the demolition and destruction of structures and their parts is the deconstruction of buildings elements – *deconstruction of structures (dismantle of structure)* (Fig. 1d). The deconstruction is a relatively new method, where the construction is carefully dismantled to save of its components for their reusing. Major application of this procedure is in Germany. During dismantle of objects the manual and mechanical deconstruction construction elements are used. Later these construction elements should also be

reused in the construction of new structures or in the reconstruction of older buildings. The dismantled parts of building structures have to be properly transported by the lifting machines and stored in such way that even during longer duration the damages under atmospheric or biological influences can be avoided.

According the presented survey of the ways of construction demolition works, we can claim that in term of the subsequent use of construction and demolition waste the most acceptable way of demolition work is the deconstruction of building structures into the individual construction elements. On the other hand, we can say, that this method is used in our conditions at least, although the obtained components do not require major adaptations.

In terms of the waste management it would be appropriate to apply the manual demolition, or mechanized demolition combined with manual, where already at the building site would be provided a primary pre-sorting of particular construction waste. On the other hand, this demolition is difficult and ultimately ineffective. The least suitable demolition method is the demolition through the explosive, that presents a complete destruction of structures parts that cannot be subsequently sorted to types of waste.

The part of each demolition technology must be a careful separation of individual waste components in terms of its future use. It is clearly shown that the separation of particular types of waste already on the building site is far more effective and cheaper than in the recycling centre. During the demolition works it is easier to separate the mineral debris from other materials, especially wood, plastics, tar cardboard, metal etc.

During the demolition works it is important to emphasize [5]:

- separation of contaminated materials from uncontaminated,
- separation of foreign materials from mineral debris intended to recycling; it is closely connected with the creation of sorting logistics system already on the building site, where is providing the separation of these parts in the several separate containers; there are particularly the metals, organic materials – the used wood, some minerals materials – stones, mortar, and other mainly hazardous waste – paints, asbestos,
- separation of inert mineral debris at least the basic types – brick rubble, concrete rubble, bitumen debris and excavated soil.

The treatment and disposal of construction and demolition waste depend on the way of carrying out of demolition works and subsequent separation processes already on the building site, quality and quantity of generated this waste.

3. Recycling of construction products

The recycling of building materials is analyzed in many publications; therefore we will deal with the recycling of building products in the next part of paper.

The recycling of construction products has a crucial importance, because the created values are preserved. Given that, the used materials (mass and energy) are largely or fully exploited. The energy saving arises from the substitution for the concrete parts (blocks), which could be necessary produced. In addition, recycling of construction elements prevents of the further generation of construction waste. This means that it prevents the origin of construction waste, so energy and materials streams are decreasing.

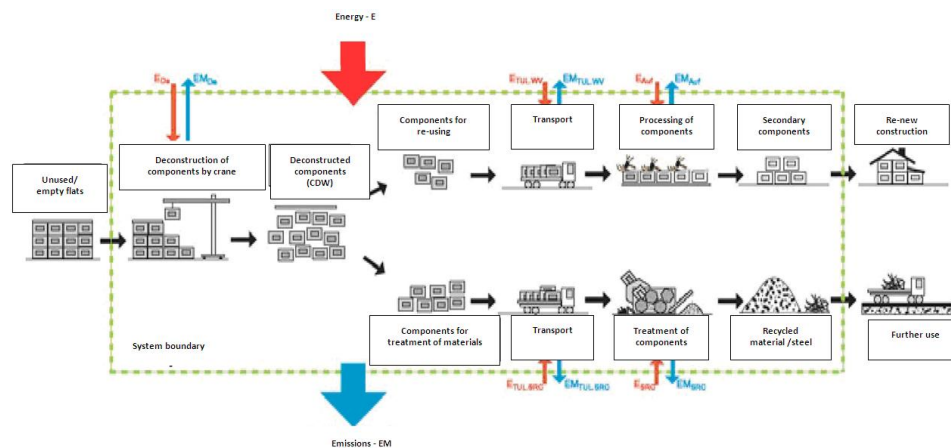


Fig. 2. Deconstruction and reuse of construction and demolition waste and origin of waste of first shape [6]

Through the deconstruction of structures creates *the wastes of the first shape*, which presented the recycling products. They consist of the prefabricated elements, which have been carefully dismantled (deconstructed) for the preserving of their original shape. During the deconstruction it is possible to use several ways of disposal with the obtained prefabricated block from the deconstruction of structure. According to the scheme (Fig. 2), after the dismantle of prefabricated blocks (the precast) by the crane; there are two possible directions for the waste management:

- direct use of wastes of the first shapes – components (precast) obtained by the deconstruction are reused without complicated processing; the processing phase consists only of their adjustment; these products are defined as secondary components, which are suitable for the subsequent use,

- indirect use of wastes of the first shapes – in this case, the precast are processed (sorted, adjusted and crushed) in the recycling centre. The resulting product is not recycled product, but recycled material, which can be used in civil engineering.

4. Recycled materials and products from the treatment of construction and demolition waste

It is assumed that the recycled materials which are produced during the recycling of CDW will be used mainly in construction production. Directive of EU Committee 89/106 EEC demands the member countries to accept such measures, that the products for building and structures comply with the regulations and requirements of mechanical strength and stability, fire safety, safety in use, sanitation and health legislation, protection against noise, saving of energy and environmental protection [6]. These requirements are also implemented in the Act no 90/1998 about construction products. When using the recycled building materials, the following requirements increase, because of lower homogeneity in comparison with natural materials.

The suitability of recycled materials for the new using in construction is verified by the regular tests by carried out the accredited testing laboratory, in terms of environmental protection, as well as their use.

Recycled materials are created by the combination of crushing and sorting to fraction with respect of maximum use in construction production. The quality of recycled material arises from the sorting of crushed construction waste. According the grain thickness (size) is divided into various separate fractions, usually 0-8 mm, 8-16 mm, 16-32 mm a 32-63 mm. Different types of recycled materials are cost-effective substitute for the natural raw materials and have a wide application – whether as a filling-in materials to construction of roads, paved areas, forest roads, noise barriers, adjustment of area, and soon.

1. Concrete recycled material.

The way of the use of concrete as a secondary raw material is mainly dependent on the quality of the original concrete, the method of processing and the amount of information about the properties of the new produced concrete. Concrete recycled materials, especially their bigger fraction (>4 mm) based on its known physical-chemical and mechanical properties are widely used in the road construction, mainly as a filling for the top and background load bearing layer, the load bearing layer connected by cement, drainage layers, construction of field roads or as aggregates in the railway construction.

The adjusted recycled concrete can be successfully used as aggregate for concrete of lower classes (underlying or filling concrete) with low quality requirements to quality of raw material and as filler to the bituminous mixtures. Conversely, the recycled material of fraction 0-4 mm,

which is created mainly through the crushing of concrete construction, is not suitable for similar using, because it contains a large proportion of cement stone, which may already be partially corroded, thus changing its properties. This fraction is suitable for the manufacture of mortars or in the production of Portland cement [7].

2. Bricks recycled material.

Within the using of brick debris as a filler into the construction mixtures for the production of structural components is necessary to ensure that they do not contain large amounts of unwanted additions. The basic requirement for its use as filler in the construction mixtures is that it does not break a process of bond strength and enable the creation of solid mass of the required physical and mechanical properties and harmless for the human health. Another option of its universal use is the production of mortars especially in central plants of dry mortar mixtures, where this recycled material is used as a filler [7]. Similarly as concrete recycled materials, the bricks recycled materials can be used in the stabilized layers of roads and for the earthworks. In the areas of urban agglomerations, where there are considerable demands on the construction of local roads, paved areas (parking area) is necessary to use these secondary materials as a substitutes for natural sources.

3. Bitumen recycled material. The composition of bitumen recycled material is given by the particular construction and composition of the road. Its usage is similar as the usage of concrete recycling material, so as filler in the road construction. In addition, it can also be used as aggregate in the bitumen mixtures.

4. Aggregates of railway ballast. This type of recycled material can be reused in the reconstruction or construction of new ballast shoulder, eventually during the construction of the handling areas in the railway construction.

The using of the recycled products from the deconstruction of building structures is connected with their quality characteristics and properties and current market requirements. The durability of used concrete blocks has a crucial importance in assessment of appropriateness of reusing of these elements. In Germany, there were carried out the tests to determine the quality parameters of these elements, namely the depth of carbonation, concrete covering, permeability, compressive strength of concrete, strength etc. The test proved that structural components of the old concrete (age between 20 and 30 years) still have high productive properties. Analysis showed that it is suitable are mainly the former internal bearing walls and floor slabs. Moreover, there was verifying of reuse of external walls, sanitary cells, stairways and landings.

The wastes of the first shape can be used in the several areas, such as [8]:

- construction of buildings for housing (houses, duplexes, row houses, cottages etc.),
- agricultural buildings (silos, stables, hard surfaces),
- multipurpose buildings and industrial buildings (pavilions, warehouses, garages etc.),
- the landscaping of parks, as well as the surrounding residential buildings,
- the landscape (art elements),
- measures to protect the environment.

5. Conclusion

Current status in the production of construction and demolition waste at the global and regional level is forcing the company to deal with their recovery, respectively recycling. Slovak Republic and European Union aim to support the more dynamic progress in this issue by the legislative action. It should be noted that waste resulting from the construction is qualitative composition intended for further processing, treatment and recovery. On the other hand, the construction industry creates a space for the use of this recycled material in the building construction, road or railway construction. Finally, it should be noted, that in the future it is possible to replace the word „recycled material” by the „alternative building material” which can encourage the public to their higher use.

This article presents a partial result of projects VEGA No 1/0840/11 „Multi-dimensional approaches supporting integrated design and management of construction projects”.

References

- [1] European Environmental Agency, www.eea.europa.eu.
- [2] Hyben I.: Zatriedovanie odpadov, povinnosti pôvodu odpadov a nakladanie s odpadmi zo stavebnej činnosti, [in:] Príprava, vedenie a organizácia stavieb, M. Nevický et.al., Dashofer Holding, Verlag Holding, Bratislava 2001.
- [3] Lukš J.: Búranie stavebných objektov, Stavebné materiály, May 2009.
- [4] Makýš O.: Rekonštrukcie budov, Bratislava, Jaga 2000.
- [5] Škopán M.: Technologie pro efektivni recyklaci stavebních a demolačních odpadu, Magazín stavebné stroje a mechanizácia, May 2009.
- [6] Smernica Rady, č. 89/106 EEC o zblížovaní zákonov a ďalších právnych predpisov a správnych rozhodnutí členských štátov týkajúcich sa stavebných výrobkov v znení neskorších predpisov.
- [7] Svoboda K.: Využití stavebních a demoličních odpadu Závěreční zpráva projektu VaV 720/2/03 (za rok 2004).
- [8] Mettke A.: Recyklácia materiálov a výrobkov v stavebníctve. Zborník prednášok Znovupoužitie materiálov na stavebné účely, Dom Techniky, Košice 2008.

Natalia JUNÁKOVÁ
Magdalena BÁLINTOVÁ
Technical University of Košice

PREDICTION OF SEDIMENT INFLOW TO THE KLUSOV-HERVARTOV RESERVOIR

Sediment transport through water erosion is an environmental problem, having widespread and serious negative impact on agricultural production and mainly on water quality. Sediments reduce the stream capacity, reservoir's accumulation capacity and act as the ultimate sink of many pollutants (nutrients, heavy metals, pesticides). For assessment the water management and environmental impact of sediments on water quality, first, it is necessary to determine the total amount of sediments deposited in reservoirs, often originated from erosion of agricultural production areas.

This paper deals with the method for determination of the sediment quantity in the small water basin Klusov-Hervartov, which is based on combining the soil loss calculation using the Universal Soil Loss Equation and sediment delivery ratio. The calculation is supplemented with the determining of the detached sediment amount during 5 cropping periods in the year depending on land use in the river catchment's area. Total quantity of sediments trapped in reservoir is determined according to the reservoir trapping efficiency by using Brune and Dendy method. Soil loss is computed based on the particular crop rotations in the catchment during 10 years.

1. Introduction

Soil erosion is a major form of land degradation and has been recognized as a severe environmental problem since late 18th century. In Europe soil erosion affects large areas and it is estimated that about 17% of the total land area is affected. However, large differences exist in Europe, which reflect climate, land-use, topography and hydrology. In fact enhanced erosion due to deforestation, agricultural activity, urbanisation and other land-use changes is one of the most important changes occurring globally at the Earth's surface [1]. In Slovakia soil erosion belongs to the most frequent soil degradation processes and is mainly due to water (39,7%) and to a lesser extent to wind (5,5%).

Sediments, originated by erosion, cause silting of the small water basins, that belongs to the important problems in water management mainly due to the reducing of the basin's accumulation capacity. Sediments also affect water

quality in reservoirs because they play an important role by being the ultimate sink of pollutants. For the purposes of water quality monitoring in reservoirs, it is necessary to determine the total amount of sediments deposited in these water basins, often originated from erosion of agricultural production areas.

In our works [2-4] we aimed at the following of sediment quality detached through water erosion. Nowadays, it should be rather a preference to predict the erosion and its control. The prediction of reservoir sedimentation is mainly based on mathematical modelling, although empirical methods are still in use.

2. Material and methods

2.1. Study area description

This study was conducted in the Tisovec river catchment, located in the east of Slovakia, in Bardejov district. The area of this watershed is about 6,0 km² and it falls in the the Topla partial river basin. Annual average discharge is 0,045 m³ · s⁻¹. About 1,5 km eastward from the Hervartov village, Klusov-Hervartov reservoir is located at an altitude of 343 m above sea level. Average depth of Klusov-Hervartov reservoir is 3,5 m, surface area 2,2 ha and its total capacity is about 72 000 m³. It was built for fishing, irrigations, recreation and for retention of high water.

The average annual rainfall is about 670 mm, with maximum in summer months. The mean annual temperature is about 8°C with a maximum of 20°C in the month of July and a minimum of -3°C in January. Majority of land has slope more than 8%. Soil types of the watershed are, in general, planosols, cambisols and albic luvisols. From the point of soil texture, medium heavy soils (sandy loam) occur in this area. And according to the content of skeleton in the soil, slightly stony soils lead.

The land use of the catchment was found to be mixed type. The upstream part and middle part of the Tisovec catchment is an area mainly covered with forest (39,2%) and pastures (21,7%), while the lower part is an arable land (21,4%) mainly used for cereals (spring barley, winter wheat), corn silage and winter oilseed rape growing. The rest of the land area is for other uses.

2.2. Model description

Determination of sediment quantity deposited in water reservoir was conducted in the Klusov-Hervartov reservoir, to assess annual soil erosion and sediment yield.

In 2004, Slovak Water Management Enterprise realized the siltation measurements of this reservoir. Quantities of deposited eroded sediments in reservoir are given in Tab. 1. According to the measuring it was detected that reservoir siltation processes during 19 years (1986-2004) resulted in the

reduction of its useful capacity about 33%. Therefore this reservoir was run the water off from 2005 to 2007.

Results given in Tab. 1 will be compared with values obtained from calculation of the sediment quantity trapped in the reservoir.

Table 1. Measurement results of Klusov reservoir siltation

Year	Watershed area [km ²]	Total reservoir capacity [m ³]	Sediment quantity [m ³]
1986	6,0	72 188,00	0
2004	6,0	47 680,70	24 507,30

The Universal Soil Loss Equation (USLE) [5] and sediment delivery ratio (SDR) [6] equation were applied to the watershed to calculate sediment yield (the amount of sediment measured at a point on the waterway), respectively. Total quantity of sediments trapped in the reservoir was determined according to the reservoir trapping efficiency using Brune's and Dendy's method [7]. Soil loss was computed based on the particular crop rotations in the catchment during 10 years (1998-2007).

Soil loss estimation in the Tisovec river catchment

USLE, the most widely accepted and utilized soil loss equation, computes the average annual soil loss for a given site (plot) as the product of six major factors whose most likely values at a particular location can be expressed numerically [5, 8]. The soil loss equation is:

$$G = R \times K \times L \times S \times C \times P \quad (1)$$

where: G – represents the potential long term average annual soil loss in tons per hectare,

R – the rainfall and runoff factor by geographic location
[MJ · ha⁻¹ · cm · hod⁻¹],

K – the soil erodibility factor [t · ha · h · ha⁻¹ · MJ⁻¹ · mm⁻¹],

L, S – the length slope gradient factor,

C – the crop/vegetation and management factor,

P – the support practice factor.

Estimation of sediment delivery ratio in the Tisovec river catchment

To predict the average annual sediment yield from the catchment, the equation by Williams was used [6]:

$$SDR = 1,366 \cdot 10^{-11} \cdot F^{-0,0998} \cdot RP^{0,3629} \cdot CN^{5,444} \quad (2)$$

where: F – drainage area [km^2],
 RP – the relief/length ratio [$\text{m} \cdot \text{km}^{-1}$],
 CN – the long-term average SCS curve number.

Estimation of sediments trapped in Klusov reservoir

Klusov reservoir sediment trap efficiency, the fraction of the sediment transported into a reservoir that is deposited in that reservoir, was expressed using an equation by Dendy, who added more data to Bruner's curve and developed a prediction equation for the median curve [9]:

$$A = 100 \cdot 0,97^{0,19 \log \frac{C}{I}} \quad (3)$$

where: A – trap efficiency [%],
 C – volume of the reservoir [m^3],
 I – an annual outflow of the reservoir [$\text{m}^3 \cdot \text{year}^{-1}$].

3. Results and discussion

The average annual R factor, representing the erosivity of the climate at a particular location, was $R = 22,43 \text{ MJ} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{cm} \cdot \text{h}^{-1}$ determined for investigated area according to statistical values obtained from historical weather records derived by Malisek [10] for Bardejov station. The determination of the K factor was based on the soil textures which exist in the Tisovec river catchment by using the code of the relevant evaluated pedo-ecological unit for each plot individually. The LS factor used in the USLE considers the effect of topography on erosion and it is an essential parameter to quantify the erosion generated due to the influence on surface runoff speed. This factor was determined separately based on the map at a scale of 1:10 000 for each outflow profile (Fig. 1).

The C and P factors are related to the land-use and are reduction factors to soil erosion vulnerability. These factors represent the ratio of soil loss from a given vegetal cover, support practice, type of soil and slope. These are important factors in USLE, since then represent the conditions that can be easily changed to reduce erosion. Therefore, it is very important to have good knowledge concerning land-use in the basin to generate reliable C factor values.

The C factor resulting from this calculation is a generalized C factor value for a specific crop that does not account for crop rotations or climate and annual rainfall distribution for the different agricultural regions of the country. Because erosion varies according to the height of plant cover from the ground, also the C factor changes as the plants grow and the state of the soil surface alters. Therefore, for more accurate calculation in our study, the average annual C factor for crop rotation in followed watershed ($C_{VP, watershed}$), used in USLE

equation, was determined as a weighted mean of C_{P1} a C_{P2} values, given for two plots (1004/1 and 2001/1) of arable land located in vicinity of reservoir. The reason of this hypothesis is the fact, that the Tisovec catchment falls from the point of farmed land to Klusov agricultural cooperative, where all plots have similar soil characteristic, especially topographically characteristics and cover crops and management. The crop rotations for two followed plots are given in Tab. 2.



Fig. 1. Outflow profiles in the Tisovec catchment

The average annual $C_{r,i}$ factor in i -year for followed plot (1004/1, 2001/1) were computed as a sum of corrected partial values by Wischmeier and Smith divided into five periods for each of the main periods of the cropping cycle (rough fallow, seedling, establishment, growing and maturing crop, residue or stubble field) according to equation [11]:

$$C_{r,i} = \sum_{i=1}^5 C_i \cdot \Delta R_i \quad (4)$$

where: $C_{r,i}$ – the average annual C factor in i -year for followed plot,
 C_i – tabular value of C factor by Wischmeier and Smith pertaining to crop in i -cropping period,
 ΔR_i – redistribution of R factor in corresponding i -cropping period.

Table 2. Crop rotation for plots 1004/1 and 2001/1 during 10 years

Year	Crop	
	plot 1004/1	plot 2001/1
1998	winter oilseed rape	corn silage
1999	triticale	spring barley
2000	corn silage	triticale
2001	winter wheat	winter oilseed rape
2002	winter oilseed rape	triticale
2003	winter wheat	pea
2004	potatoes	winter wheat
2005	winter wheat	spring barley
2006	spring barley	winter rye
2007	winter oilseed rape	winter oilseed rape

The C values for each land use of two followed plots in vicinity of reservoir can be found in Tab. 3. The P factor was considered 1,0, due to the lack of information and maps about this factor. The values of K and LS factors are shown in Tab. 4. This table also shows the results of total average annual soil loss from arable land in the Tisovec watershed.

The total sediment yield from the catchment (Tab. 5) was estimate based on the total average annual soil loss from arable land in the catchment (soil loss from other areas was expressed by SCS curve numbers [12]). Calculated value of the relief/length ratio was $RP = 41,885 \text{ m} \cdot \text{km}^{-1}$, average SCS curve numbers were calculated based on the land use for individual soil hydrological classes according to the average crop rotation in followed watershed (used the same method as in the average annual C factor calculation). Predominating soil hydrological class in watershed is C . The long-term average SCS curve number for arable land in the Tisovec catchment represents the value $CN = 84,583$ and for catchment it was $CN = 77,9$.

Table 3. The average annual C factor in i -year for followed plots 1004/1 and 2001/1

Plot 1004/1											
Year	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	C_{P1}
$C_{r,i}$ factor	0,284	0,299	0,649	0,070	0,199	0,282	0,557	0,089	0,314	0,295	0,304
Plot 2001/1											
Year	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	C_{P2}
$C_{r,i}$ factor	0,492	0,095	0,236	0,283	0,282	0,316	0,248	0,142	0,233	0,218	0,254
$C_{VP, watershed}$											0,277

Table 4. Soil loss from arable land in Tisovec catchment

Profile	Length	Slope	K factor	LS factor	$C_{VP, wash.}$ factor	Profile area	Plot	G	G
	[m]	[%]	$[t \cdot ha \cdot hod \cdot ha^{-1} \cdot MJ^{-1} \cdot mm^{-1}]$	[-]	[-]	[ha]		$[t \cdot ha^{-1} \cdot year^{-1}]$	$[t \cdot year^{-1}]$
1	388	8,80	0,30	4,059	0,277	15,63	1004/1	7,57	118,29
2	980	10,49	0,30	8,375	0,277	18,46	2001/1	15,61	288,21
3	180	10,17	0,40	3,424	0,277	3,53	3003/1	8,51	30,04
4	200	8,87	0,35	2,947	0,277	3,06	3005/1	6,41	19,62
5	708	10,97	0,35	7,617	0,277	16,84	2003/1	16,57	279,01
6	786	10,37	0,39	7,367	0,277	35,36	3101/1	17,86	631,39
7	900	13,54	0,25	11,944	0,277	35,58	2203/2	18,56	660,23
Total						128,46			2026,79

Table 5. Sediment yield in Tisovec catchment

Land use	Area F	CN_{VP}	SDR	G	SL	SL*	$SL_{19years}$
	[km ²]	[-]	[-]	$[t \cdot year^{-1}]$	$[t \cdot year^{-1}]$	$[m^3 \cdot year^{-1}]$	$[m^3]$
Arable land	1,285	84,58	–	2026,79	–	–	–
Permanent grass	1,301	71	–	0	–	–	–
Forests	2,352	73	–	0	–	–	–
Build up areas	0,458	82	–	0	–	–	–
Water areas	0,270	100	–	0	–	–	–
Other areas	0,335	90	–	0	–	–	–
Total/average	6,000	77,9	0,879	2026,79	1781	1370	260339

* average sediment bulk density is considered $1,3 t \cdot m^{-3}$

Klusov reservoir sediment trap efficiency was determined based on these characteristics:

- Klusov reservoir volume (C): $60\,310 m^3$,
- an annual outflow of the reservoir (I): $0,045 m^3 \cdot s^{-1} \Rightarrow 1,419 \cdot 10^6 m^3 \cdot year^{-1}$,
- C/I ratio: 0,04249.

Trapping efficiency calculated using equation (3) is 74,3%. The total amount of sediments deposited in Klusov reservoir during 19 years was $19\,340,60 m^3$.

Calculated total amount of sediments deposited in Klusov reservoir was compared with value, obtained from sediment measurements in this reservoir (Tab. 1). The difference between calculated and measured values is 21%. The reason is probably the fact, that manual method of chosen the characteristic profiles was used. Also the result could be affected by determining the R factor,

which values are lower in Slovak conditions in comparison with other neighboring countries. In Slovakia, the R factor values range from 4 to 48 $\text{MJ} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{cm} \cdot \text{h}^{-1}$, in Czech Republic it is from 44 to 85 $\text{MJ} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{cm} \cdot \text{h}^{-1}$. The highest value was recorded in Austria and it was 185 $\text{MJ} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{cm} \cdot \text{h}^{-1}$ [13]. On the basis of these findings, it is suitable to take the R factor revision realizing into account like it was in Czech Republic. The result could be also influenced using the Brune's and Dendy's method for estimation of sediment trap efficiency, because this correlation is considered for normal ponded reservoirs. It is not recommended for use in determining trap efficiencies of de-silting basins, dry reservoirs and reservoirs with extreme sediment inflow.

4. Conclusion

The paper is focused on the calculation the total quantity of sediments trapped in the Klusov-Hervartov reservoir. Combination of empirical methods, the Universal Soil Loss Equation (USLE) and sediment delivery ratio (SDR) equation, were applied to the watershed to calculate sediment yield (the amount of sediment measured at a point on the waterway), respectively. Total quantity of sediments trapped in reservoir was determined according to the reservoir trapping efficiency using Brune's and Dendy's method. Soil loss was computed based on the particular crop rotations in the catchment during 10 years.

Calculation results were compared with values obtained from the siltation measurement of the Klusov reservoir. The difference between calculated and measured values was 21%. The reason is probably the fact, that manual method of chosen the characteristic profiles was used. Also the result could be affected by determining the R factor, which values are lower in Slovak conditions in comparison with other neighbouring countries. The result could be also influenced using the Brune's and Dendy's method for estimation of sediment trap efficiency, because this correlation is considered for normal ponded reservoirs. On the basis of these findings, it is suitable to take the R factor revision realizing into account like it was in Czech Republic.

The authors are grateful to the Slovak Research and Development Agency (contract No APVV-0252-10) and to the Slovak Grant Agency for Science (Grant No 1/0882/11) for financial support of this work.

References

- [1] Salomons W., Brils J. (eds): Contaminated sediments in European River Basins. Final version, European Sediment Research Network (SedNet), 2004, http://www.sednet.org/download/Sednet_booklet_final.pdf (31/05/2009).
- [2] Kovalikova N., Balintova M.: Influence of water erosion processes on the bottom sediment quality, Chemické Listy, no 102, 2008, pp. 397-398.

- [3] Junáková N., Bálintová M., Vodička R.: Nutrient concentration in eroded sediments detached through water erosion, CEST 2009, Chania: University of the Aegean, 2009, pp. B-400-B-406.
- [4] Junáková N., Bálintová M.: Model for predicting the nutrient content in reservoir bottom sediments, SGEM 2011, vol. 3, Sofia: STEF92 Technology, 2011, pp. 475-482.
- [5] Wischmeier W.H., Smith D.D.: Predicting rainfall erosion losses. A guide to conservation planning, Agriculture Handbook, no 537, Washington D.C., U.S. Department of Agriculture, 1978, http://topsoil.nserl.purdue.edu/usle/AH_537.pdf (06/10/2007).
- [6] Williams J.R.: Sediment delivery ratios determined with sediment and runoff models, erosion and solid matter transport in inland water, International Association of Hydrological Sciences Publication, no 122, 1977, pp. 168-179, https://www.itia.ntua.gr/hsj/redbooks/122/iahs_122_0168.pdf (09/11/2008).
- [7] White W.R.: Reservoir sedimentation and flushing. Hydrology in mountainous regions. II: Artificial reservoirs, water and slopes, IAHS Publ., no 194, 1990, pp. 129-139, http://www.cig.ensmp.fr/~iahs/redbooks/a194/iahs_194_0129.pdf (06/10/2007).
- [8] Wischmeier W.H., Smith D.D.: A universal soil-loss equation to guide conservation farm planning, Trans. Int. Congr. Soil Sci., 7th, 1960, pp. 418-425.
- [9] Copeland R.R.: Albuquerque arroyos sedimentation study. Numerical model investigation, Technical Report HL-95-2 U.S. Army Corps of Engineers, 1995, <http://chl.ercd.usace.army.mil/Media/7/8/9/HL-TR-95-2.pdf> (08/03/2008).
- [10] Malíšek A.: Evaluation of the rainfall and runoff factor by geographic location, Geographical Journal, vol. 42, 1990, pp. 410-422.
- [11] Antal J.: Soil conservation, SPU, Nitra 2005.
- [12] Janeček M. et.al.: Conservation of agricultural soils, ISV nakladatelství, Prague 2005.
- [13] Dostál T. et.al.: Methods and ways of prediction of surface runoff, erosion and sediment transport processes, Faculty of Civil Engineering, Prague 2006.

Galina KALDA
Kinga KLIŚ
Politechnika Rzeszowska

ROZWÓJ MAŁEJ ENERGETYKI WODNEJ NA PODKARPACIU

W artykule przedstawiono ogólne informacje o zasobach wodnych w województwie podkarpackim, charakterystyki małej energetyki wodnej i rodzaje elektrowni, obliczenia turbiny wodnej, przybliżonej wartości rocznej produkcji energii i opłacalności inwestycji.

1. Wprowadzenie

Zużycie energii jest jednym z ważniejszych wskaźników rozwoju, m.in. gospodarczego oraz społecznego, więc zapotrzebowanie na energię elektryczną stale rośnie. Należy zwrócić uwagę na to, że do produkcji energii elektrycznej wykorzystuje się przede wszystkim źródła konwencjonalne, czyli paliwa kopalniane, takie jak węgiel, ropa czy gaz ziemny, oraz materiały rozczepialne (energetyka jądrowa). Te surowce energetyczne pokrywają około 86% zapotrzebowania na energię elektryczną, resztę stanowią tzw. OZE (odnawialne źródła energii). Perspektywa wyczerpania się zasobów konwencjonalnych surowców energetycznych, wzrost ich cen oraz troska o stan środowiska naturalnego skłaniają do zwrócenia uwagi właśnie na niekonwencjonalne źródła energii elektrycznej. Do tych poszukiwanych źródeł należy przede wszystkim energetyka wodna, która jest jednym z głównych krajowych odnawialnych zasobów.

Hydroenergetyka wykorzystuje głównie energię wód śródlądowych, które charakteryzują się dużym natężeniem przepływu oraz spadem. Energetyka wodna pozyskuje energię wód i przetwarza ją na energię mechaniczną i elektryczną za pomocą turbin wodnych i hydrogeneratorów. Warunkiem pozyskania energii potencjalnej wody do napędu turbin jest istnienie w określonym miejscu spadu mierzonego różnicą poziomów wody górnej i dolnej z uwzględnieniem strat przepływu. Najlepszą lokalizacją dla budowy zakładu hydroenergetycznego byłyby więc okolice wodospadu lub przepływowego jeziora znajdującego się w pobliżu doliny. Niestety takie miejsca nieczęsto występują na polskim terenie, dlatego w celu pozyskania spadku podnosi się poziom w rzece za pomocą jazów przegradzających koryto rzeki bądź zapory wodnej przegradzającej dolinę rzeki.

Wielkie systemy piętrzące wymagają sporych kosztów inwestycyjnych, istotny jest również długi czas budowy takiego obiektu. Niemniej jednak zainteresowanie budzi możliwość wykorzystania już istniejących budowli hydrotechnicznych. Mowa tutaj o intensywnym rozwoju energetyki wodnej o małych mocach jednostkowych (do 5 MW), czyli o tzw. małych elektrowniach wodnych (MEW).

Analizując hydroenergetyczne zasoby krajowe, można wyróżnić region podkarpacki, charakteryzujący się dość znacznymi spadami i częstymi krótkookresowymi wezbraniami wody. Energetyka wodna na Podkarpaciu ma więc szansę być znaczącym źródłem energii. Region podkarpacki bogaty jest w małe obiekty, które posiadają duży potencjał, jednak nie rozwijają się stosownie do niego. Znaczący rozwój gospodarczy zapewniłoby odpowiednie zagospodarowanie zlewni rzek w regionie podkarpackim.

2. Ogólne informacje o zasobach wodnych w województwie podkarpackim

Województwo podkarpackie położone jest w południowo-wschodniej części Polski. Od południa teren województwa zamyka granica państwowa ze Słowacją, od wschodu z Ukrainą. Od zachodu i północy sąsiaduje z województwami małopolskim, świętokrzyskim i lubelskim. Powierzchnia województwa wynosi 17,8 tys. km². Wody powierzchniowe na Podkarpaciu zajmują 215,8 km², co stanowi 1,2% ogólnej powierzchni województwa. Ponad 98% powierzchni jest położone w obrębie dorzecza górnej Wisły, więc podstawową sieć rzeczną w województwie tworzy Wisła oraz jej dwa duże dopływy karpackie Wisłoka i San.

Na terenie województwa podkarpackiego znajdują się dwa parki narodowe: Bieszczadzki Park Narodowy oraz Magurski Park Narodowy, 93 rezerваты przyrody oraz 10 parków krajobrazowych. Ponadto na terenie województwa występuje 17 obszarów chronionego krajobrazu. Łącznie wszystkie formy ochrony przyrody zajmują 44,5% powierzchni województwa [1].

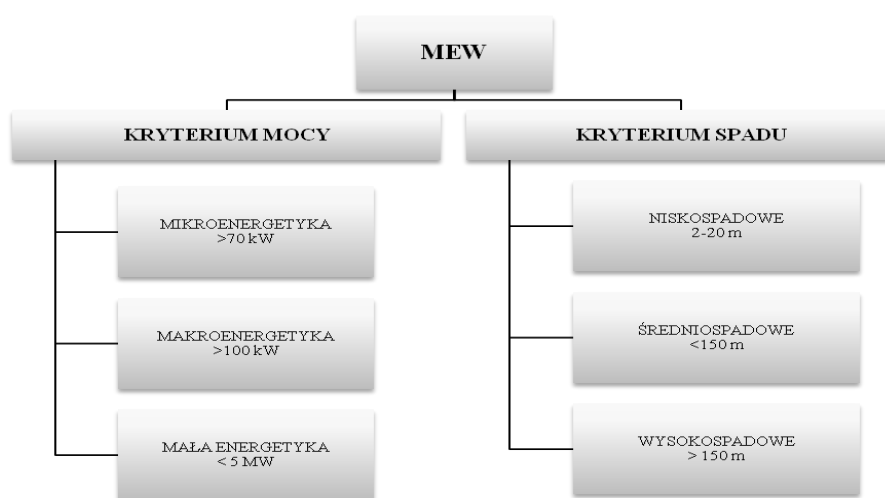
3. Charakterystyka małej energetyki wodnej

Elektrownie wodne to budowle z urządzeniami służącymi do wykorzystania wód płynących. Najstarszymi znanymi siłowniami wodnymi są młyny wodne oraz pompownie. Urządzenia te pracowały jako obiekty stacjonarne, wykorzystywane np. do poruszania młynów wodnych, tartaków oraz jako napęd wind w kopalniach. Energia wody płynącej poruszająca koła i turbiny była przekazywana do pracujących urządzeń za pomocą systemów kół zębatach czy różnego rodzaju przekładni zębatach do czasu wynalezienia sposobu wytwarzania energii elektrycznej. Opanowanie sposobów wytwarzania energii elektrycznej przyczyniło się do radykalnego rozwoju elektrowni wodnych [2].

Elektrownie o dużej mocy, pomimo licznych zalet, posiadają również wiele wad, takich jak: ingerencja w środowisko naturalne, trzykrotnie większe nakłady inwestycyjne w porównaniu z elektrowniami konwencjonalnymi, zmiana struktury hydrologicznej czy zamulanie zbiorników prowadzące do odtleniania i zamierania życia w wodzie. Większość z tych wad energetyki wodnej jest eliminowana właśnie w małej energetyce wodnej. Pojęcie **małej energetyki wodnej** (MEW) można definiować w różny sposób, w zależności od wielkości spadku wody, mocy jednostkowej generatorów czy sumarycznej mocy zainstalowanej. Wytwarzany w nich prąd jest wykorzystywany głównie do celów lokalnych. W Polsce stosuje się określenie małej elektrowni wodnej w odniesieniu do obiektów o mocy zainstalowanej do 5 MW. Są to praktycznie jedyne obiekty hydroenergetyczne, przy czym ich liczba stale rośnie. Zdecydowana ich większość pracuje na sieć państwową, a wielkość napięcia i częstotliwość jest narzucona przez system energetyczny [3].

Rodzaje i podział MEW

Zdecydowaną większość małych elektrowni wodnych stanowią elektrownie przepływowe, których moc zależy od chwilowego przepływu w rzece. Są to tzw. elektrownie podstawowe, charakteryzujące się brakiem albo bardzo małą pojemnością retencji zbiornika, górnego stanowiska stopnia. Do następnej grupy zalicza się tzw. elektrownie podszczytowe, które w górnym stanowisku stopnia posiadają odpowiednią objętość retencionowanej wody, co umożliwia pracę z pełną mocą w okresach szczytowych obciążeń systemu elektroenergetycznego. Poza godzinami szczytowymi pracują one z obniżoną mocą, która jest zależna od wielkości dopływu i możliwości akumulacyjnych zbiornika. Ostatnią, trzecią



Rys. 1. Podział małej energetyki wodnej

grupę stanowią elektrownie szczytowe, które pracują tylko i wyłącznie w czasie występowania szczytowych obciążeń systemu. Warunkiem umożliwiającym taki typ pracy jest posiadanie zbiornika retencyjnego o odpowiedniej objętości użytkowej, w którym są dopuszczone znaczne wahania poziomu wody w ciągu doby. Zazwyczaj w elektrowniach ze zbiornikami retencyjnymi jest możliwy do uzyskania większy spad, niż ma to miejsce w przypadku obiektów przepływowych [4]. W małej energetyce wodnej istnieje podział ze względu na kryterium mocy oraz wysokość spadu wody. Podział ten obrazuje rys. 1.

Zasada działania MEW

Koniecznym warunkiem do pozyskania energii wody jest istnienie w danym miejscu znacznej wysokości piętrzenia. Spiętrzenie jest to geometryczna różnica wysokości między poziomami zwierciadeł wody przed przegrodą (wysokość górna) i za przegrodą spiętrzającą (wysokość dolna). W naturalnych warunkach są wykorzystywane wodospady lub jeziora przepływowe leżące w dolinie. Ponieważ takie miejsca nieczęsto występują w przyrodzie, konieczne jest przeprowadzenie prac hydrotechnicznych polegających na wytworzeniu spiętrzenia poprzez budowę jazu piętrzącego wodę w korycie rzeki lub na budowie zapory piętrzącej wodę w dolinie rzeki.

Najważniejsze urządzenia oraz układy technologiczne wykorzystywane w małych elektrowniach wodnych to:

- ciąg wodny – w jego skład wchodzi: kanał doprowadzający, komora turbinowa, rura ssawna, wylot wody; kanał doprowadzający jest wyposażony w kratę zabezpieczającą przed dostaniem się do turbiny zanieczyszczeń w postaci gałęzi itp.,
- blok energetyczny – w jego skład wchodzi turbina oraz generator; może mieć układ pionowy, poziomy lub skośny,
- pozostałe wyposażenie – to przekładnia łącząca turbinę z generatorem, zawory, urządzenia zabezpieczające, transformator.

4. Parametry energetyczne turbin

Stan ruchu turbiny wyznaczają parametry energetyczne turbiny. Wśród nich można wymienić:

1) **spad turbiny** – spad niwelacyjny H_n określa różnicę poziomów wody górnej i dolnej, spad użyteczny H_u – różnicę energii pomiędzy wlotem i wylotem z turbiny; ogólnie spad użyteczny H_u wyznacza się wzorem [4]:

$$H_u = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \right) \quad [\text{m}] \quad (1)$$

2) **natężenie przepływu Q i przelęk turbiny Q_t** – natężeniem przepływu Q określa się objętość wody przepływającej przez dany przekrój w jednostce czasu; przelęk turbiny Q_t to objętość wody doprowadzonej do turbiny w jednostce czasu; w literaturze [2] można znaleźć zalecenia dotyczące zakresów doboru przelęku turbiny Q_t , których wartości zostały opracowane na podstawie analiz projektowanych i zrealizowanych elektrowni:

- elektrownie przepływowe – $Q_t = (0,5-1,0) Q_{sr}$,
- elektrownie przy zbiornikach przepływowych z wyrównaniem dobowym – $Q_t = (1,0-2,0) Q_{sr}$,
- elektrownie przy zbiornikach retencyjnych – $Q_t = (2,0-5,0) Q_{sr}$, gdzie Q_{sr} – przepływ średni roczny rzeki [m^3/s],

3) **moc turbiny** – moc surowa turbiny wynika z przelęku turbiny Q_t i spadcu użytecznego H_u i jest opisana wzorem [4]:

$$N_s = \frac{\gamma \cdot Q_t \cdot H_u}{102} = 9,81 \cdot Q_t \cdot H_u \text{ [kW]} \quad (2)$$

natomiast moc użyteczna N_u jest to moc na wale turbiny, która wynika z mocy surowej N_s i sprawności turbiny η_t , i jest określona wzorem [4]:

$$N_u = \frac{\gamma \cdot Q_t \cdot H_u \cdot \eta_t}{102} = 9,81 \cdot Q_t \cdot H_u \cdot \eta_t \text{ [kW]} \quad (3)$$

4) **sprawność turbiny η_t** – jest to stosunek mocy użytecznej turbiny N_u do mocy surowej N_s ; sprawność ta jest również równa iloczynowi sprawności objętościowej η_v , sprawności hydraulicznej η_h i sprawności mechanicznej η_m ; jest ona wyrażona wzorem [4]:

$$\eta_t = \frac{N_u}{N_s} = \eta_v \cdot \eta_h \cdot \eta_m \quad (4)$$

z kolei sprawność objętościową η_v określa wzór [4]:

$$\eta_v = \frac{Q - \Delta Q_t}{Q_t} \quad (5)$$

gdzie ΔQ_t – straty objętościowe wynikające z niepełnego wykorzystania objętości przepływu wody na skutek przecieków przez szczeliny, np. pomiędzy łopatkami wirnika a obudową; sprawność hydrauliczną η_h wyraża wzór [4]:

$$\eta_h = \frac{H_u - \Delta H_u}{H_u} \quad (6)$$

gdzie ΔH_u – straty hydrauliczne, straty wysokości ciśnienia spowodowane uderzeniem wody o łopatki wirnika, zawirowaniami na krawędziach wylotowych oraz tarcie przy przepływie wody przez kanały łopatkowe kierownicy i wirnika; część energii jest tracona również w rurze ssącej; sprawność hydrauliczna zawiera się w granicach $\eta_h = 0,88-0,95$; sprawność mechaniczną η_m wyraża wzór [4]:

$$\eta_m = \frac{N_h - \Delta N_m}{N_h} \quad (7)$$

gdzie ΔN_m – straty mechaniczne powodowane głównie przez tarcie wału w łożyskach turbiny i dławnicach oraz przez tarcie wirujących części turbiny o wodę; sprawność mechaniczna dla turbiny w dobrym stanie technicznym zawiera się w granicach $\eta_m = 0,98-0,99$; N_h – moc hydrauliczna turbiny [kW],

5) **prędkość obrotowa turbiny** n_t – jest to liczba obrotów, jaką wykonuje wał turbiny w jednostce czasu; wyróżnia się również prędkość rozbiegową n_r , czyli największą prędkość obrotową osiąganą przez turbinę przy nieobciążonym turbozespolu i maksymalnym spadzie [4],

6) **wyróżnik szybkobieżności** n_s – jest to wielkość określająca wirnik turbiny wyrażona wzorem [4]:

$$n_s = \frac{n_t \sqrt{1,36 \cdot N}}{\sqrt[4]{H_u^5}} \quad (8)$$

gdzie: n_t – prędkość obrotowa turbiny [obr/min],
 N – moc turbiny [kW],
 H_u – spad użyteczny [m].

5. Zalety stosowania małych elektrowni wodnych

Rola, jaką w naturalnym środowisku przyrodniczym oraz w gospodarce narodowej pełnią małe elektrownie wodne, które są zlokalizowane głównie na istniejących stopniach wodnych, jest nie do przecenienia. Wiąże się ona nie tylko z technicznym udziałem elektrowni w bilansie energetycznym kraju, ale też ze spełnieniem wielu funkcji ogólnospołecznych [5].

Małe elektrownie wodne:

- wytwarzają czystą energię elektryczną – pod pojęciem czystej energii elektrycznej rozumie się brak jakiegokolwiek emisji gazów czy pyłów oraz brak wytwarzania niebezpiecznych odpadów,
- zużywają na potrzeby własne energię elektryczną w ilości ok. 0,5-1% (w przypadku elektrowni tradycyjnych wartość ta wynosi nawet 10%),

- wymagają jedynie sporadycznego nadzoru technicznego,
- przynoszą minimalne straty przesyłu dzięki wykorzystaniu energii przez lokalnych odbiorców,
- mogą stanowić awaryjne źródło energii w przypadkach uszkodzeń sieci przesyłowej,
- regulują stosunki wodne w okolicy,
- tworzą nowe miejsca pracy, często na terenach słabo zurbanizowanych, np. w agroturystyce czy podczas eksploatacji,
- umożliwiają bieżący monitoring jakości wody,
- sprzyjają hodowli ryb, budowie przepławek,
- umożliwiają rekultywację zbiorników wodnych.

Budowane są także obiekty piętrzące, co skutkuje powstawaniem zbiorników wodnych, ważnych, jeżeli chodzi o retencję powierzchniową, jak i funkcję rekreacyjną. Rozwój małej energetyki wodnej to również oszczędność paliw kopalnianych, mniejszy import paliw płynnych, ochrona środowiska, rozwój gospodarki wodnej, rozwój małej retencji, rozbudowa systemu energetycznego, tańsza energia oraz nowe miejsca pracy.

Milion kWh wyprodukowanej energii elektrycznej zmniejsza zużycie węgla o 800 ton. Każdy 1 000 000 kWh z małych elektrowni wodnych zmniejsza zanieczyszczenie środowiska o 15 ton związków siarki, 5 ton związków azotu, 1500 ton związków węgla oraz 160 ton żużlu i popiołów lotnych [3].

6. Analiza zasobów energii wody w województwie podkarpackim

Zasoby energetyczne województwa podkarpackiego wyrażają się przez potencjał wnoszony przez główne rzeki przepływające przez województwo wraz z ich dopływami. Są to:

- **rzeka San** wraz z dopływami: Hoczewka, Oślawa, Sanoczek, Magierówka, Baryczka, Łubienka, Wiar, Wisznia, Szkło, Lubaczówka, Wisłok, Trzebośnica, Tanew, Bukowka,
- **rzeka Wisłok** wraz z dopływami: Pielnica, Morawa, Lubatówka, Stobnica, Strug, Świerkownica, Mleczka,
- **rzeka Wisłoka** wraz z dopływami: Krempna, Wilsznia, Iwielka, Kłopotnica, Żółków, Ropa, Jasiołka, Czarna, Wielopolka, Tuszynka, Breń,
- **rzeka Ropa** wraz z dopływami: Sękówka, Moszczanka, Lubuszanka, Olszynka, Bednarka.

Potencjał teoretyczny energii wody

Potencjał teoretyczny wód płynących jest obliczany jako suma energii uzyskanej dla poszczególnych odcinków rzek zlokalizowanych na terenie województwa. Potencjał teoretyczny, określany również jako średni potencjał surowy

P_{sr} , to suma energii uzyskana dla konkretnego odcinka rzeki obliczona ze wzoru [3]:

$$P_{sr} = 8760 \cdot 9,81 \cdot Q_{sr} \cdot H_{sr} \text{ [GWh/rok]} \quad (9)$$

gdzie: Q_{sr} – przepływ średni z wielolecia [m^3/s],
 H_{sr} – spad odcinka rzeki na określonej długości [m].

Potencjał techniczny energii wody

Potencjał techniczny jest to potencjał możliwy do uzyskania poprzez budowę elektrowni wodnych na istniejących obiektach piętrzących, których stan techniczny oraz warunki hydrologiczne, takie jak minimalna wysokość spadu oraz przepływ roczny średni, pozwalają na realizację inwestycji. Jako kryterium przydatności przyjmuje się minimalną wysokość spadu na poziomie 1,6 m oraz przepływ roczny średni nie mniejszy niż $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Potencjał techniczny jest znacznie mniejszy od teoretycznego, ponieważ wiąże się z różnymi ograniczeniami i stratami, wśród których najważniejsze to:

- nierównomierność naturalnych przepływów w czasie,
- sprawność stosowanych urządzeń,
- bezzwrotne pobory wody do celów nieenergetycznych,
- konieczność zapewnienia minimalnego przepływu wody w korycie rzeki poza elektrownią.

Największa liczba istniejących piętrzeń, które mogłyby być wykorzystane do celów energetycznych, znajduje się w powiecie sanockim, na czele ze zbiornikiem wodnym Besko–Sieniawa (wraz z istniejącą już elektrownią wodną). Wśród największych sztucznych zbiorników niewykorzystywanych energetycznie można wymienić zalew w Wilczej Woli (gmina Dzikowiec, powiat kolbuszowski) oraz zalew Ożanna (powiat leżajski). Największe znaczenie energetyczne wśród planowanych dużych zbiorników retencyjnych będzie posiadać zbiornik Kąty–Myscowa (Krempna) o powierzchni 427 ha i wysokości zapory ponad 40 m [1].

Zasoby energetyczne wód w województwie podkarpackim

W tabeli 1. zestawiono zasoby energetyczne, teoretyczne oraz użyteczne obliczone dla głównych rzek województwa podkarpackiego, z podziałem na powiaty [6].

Tabela 1. Zasoby energetyczne, teoretyczne oraz użyteczne na rzekach województwa podkarpackiego, na podstawie [6]

Powiat	Rzeki uwzględnione w potencjale hydrogeneracji	Teoretyczny potencjał energii w strudze rzeki [GWh/rok]	Moc średnia użyteczna hydrogeneracji w powiatach [MW]	Użyteczna technicznie hydrogeneracja w powiatach [GWh/rok]
Brzozowski	San, Wisłok	91	2,6	22
Dębicki	Wisłoka z ujściem rzeki Wielopolka	84	2,3	20
Jarosławski	San z ujściem rzek Lubaczówka, Szkło, Wisznia	98	2,74	23
Jasielski	Wisłoka z ujściem rzeki Jesiołka, Ropa	71	1,93	17
Krośnieński	Wisłok	22	0,62	5
Leski	San z ujściem rzeki Hoczewka i zaporą Myczkowce	165	4,64	40
Leżajski	San, Wisłok	21	0,59	5
Mielecki	Wisłoka z ujściem rzeki Tuszynka	70	1,93	17
Nizański	San z ujściem rzeki Tanew	196	5,5	47
Przemyski	San z ujściem rzeki Wiar	197	5,53	47
Przeworski	San, Wisłok z ujściem rzeki Mleczka	17	0,46	4
Rzeszowski	San, Wisłok z ujściem rzeki Strug	60	1,65	14
Sanocki	San z ujściem rzeki Oślawa, Wisłok	173	4,85	42
Stalowowolski	San z ujściem rzeki Bukowa	117	3,29	28
Strzyżowski	Wisłok z ujściem rzeki Stobnica	18	0,5	4
Σ		1400	39,13	335

7. Obliczenie turbiny wodnej w regionie podkarpackim

Zbiornik wodny w miejscowości Ożanna na rzece Złotej został oddany do eksploatacji w 1978 roku. Budowa tego zbiornika miała na celu poprawę warunków wilgotnościowych przyległego terenu, wyrównanie przepływów rzeki Złotej, zabezpieczenie wody do celów gospodarczych i przeciwpożarowych okolicznych wsi, powstrzymanie erozji dennej rzeki Złotej, hodowlę ryb oraz umożliwienie rekreacji i uprawianie sportów wodnych. Zapora ziemna o rzędnej ko-

rony 175,40 m n.p.m., zlokalizowana w 5,6 km rzeki Złotej, stanowi element piętrzący zbiornika. Powierzchniowy upust zbiornika stanowi betonowy jaz stały o wysokości piętrzenia 2,30 m i szerokości przelewu 15 m. Objętość zbiornika przy rzędnej piętrzenia 172,90 m n.p.m. wynosi 252 tys. m³. Powierzchnia zalewu wynosi 18 ha, przy średniej głębokości zbiornika równej 1,40 m i długości ok. 950 m.

Parametry hydroenergetyczne zbiornika:

- przepływ średni roczny – 1,03 m³/s,
- spad niwelacyjny – 2,30 m.

Dobór turbiny wodnej

Wstępnego doboru turbiny wodnej można dokonać na podstawie nomogramów. Dla zadanej wartości spadu H [m] i natężenia przepływu Q [m³/s] można oszacować wielkość turbiny i jej przybliżone parametry ruchu. Na podstawie nomogramu dla przepływu średniego rocznego $Q_{sr} = 1,03$ m³/s oraz spadu $H_w = 2,30$ m dobrano turbinę rurową kielichową o następujących parametrach:

- średnica wirnika turbiny $D = 650$ mm,
- prędkość obrotowa $n = 375$ obr/min,
- moc na wale turbiny $N \approx 20$ kW.

Parametry energetyczne turbiny

1. **Natężenie przepływu i przelęg turbiny.** Przelęg turbiny obliczono na podstawie zależności:

$$Q_t = 1,3 \cdot Q_{sr} = 1,34 \text{ m}^3/\text{s} \quad (10)$$

gdzie Q_{sr} – przepływ średni roczny, $Q_{sr} = 1,03$ m³/s.

2. **Sprawność turbiny.** Sprawność turbiny obliczono ze wzoru (4):

$$\eta_t = \eta_v \cdot \eta_h \cdot \eta_m = 0,98 \cdot 0,95 \cdot 0,99 = 0,92,$$

gdzie: η_v – sprawność objętościowa, $\eta_v = 0,98$,

η_h – sprawność hydrauliczna, $\eta_h = 0,95$,

η_m – sprawność mechaniczna, $\eta_m = 0,99$.

3. **Moc turbiny.** Moc surową turbiny obliczono ze wzoru (2) i otrzymano $N_s = 21,26$ kW.

Moc użyteczną (moc na wale turbiny) obliczono według wzoru (3), otrzymując $N_u = 19,60$ kW.

4. **Moc elektrowni wodnej.** Moc elektrowni wodnej obliczono ze wzoru:

$$P_{el} = 9,81 \cdot H_u \cdot Q_t \cdot \eta_t \cdot \eta_g \cdot \eta_s = 18,81 \text{ kW},$$

gdzie: η_t – sprawność turbiny, $\eta_t = 0,92$,
 η_g – sprawność generatora, $\eta_g = 0,97$,
 η_s – sprawność systemu, $\eta_s = 0,99$.

5. Moc przekazywana do sieci. Moc oddawana do sieci jest to moc wytwarzana przez elektrownię, pomniejszona o moc na potrzeby własne, takie jak np. napęd regulatora łopatek turbiny, napęd pompy oleju, oświetlenie, ogrzewanie budynku, zasilanie układów automatyki. Moc na potrzeby własne przyjęto na poziomie 1% mocy elektrowni. Obliczono następującą moc przekazywaną do sieci:

$$P_{el} = 18,62 \text{ kW.}$$

6. Przybliżona wartość rocznej produkcji energii. Zakładając czas wykorzystania mocy zainstalowanej elektrowni $t = 5000$ h, energię wyprodukowaną przez MEW obliczono ze wzoru:

$$E = t \cdot P_{el} = 5000 \cdot 18,81 = 94050 \text{ kWh/rok.}$$

8. Obliczenie dotyczące opłacalności inwestycji

Zaokrąglając moc małej elektrowni wodnej do 20 kW i roczną produkcję energii elektrycznej do 100000 kWh/rok oraz zakładając cenę 1 kWh = 0,45 zł, można obliczyć zysk w ciągu roku: 100000 kWh/rok · 0,45 zł = 45000 zł/rok.

Koszt budowy MEW w 1 kWh wynosi od 3 do 4 tys. zł: 20 kW · 4000 zł = 80000 zł.

Koszty eksploatacji można założyć ok. 1%: 80000 zł + 800 zł = 80800 zł.

Orientacyjna stopa zwrotu tej inwestycji wynosi odpowiednio: 80800 zł/45000 zł/rok = 1,8 lat. Orientacyjna stopa zwrotu tej inwestycji wynosi zatem niecałe 2 lata.

9. Podsumowanie

Rozwój energii odnawialnej, a więc też energetyki wodnej, wynika z potrzeby realizacji zobowiązań międzynarodowych. Udział energii z OZE w bilansie energii w 2020 roku dla Polski ma wynosić 15% [7]. Obecnie elektrownie wodne są jednym z najistotniejszych producentów energii elektrycznej z OZE. Ponieważ budowa dużych elektrowni wodnych jest utrudniona barierami finansowymi i uwarunkowaniami środowiskowymi, rozwój energetyki wodnej w dużym stopniu skupia się przede wszystkim na budowie małych elektrowni wodnych.

Rozwój małej energetyki wodnej w województwie podkarpackim może przynieść spore korzyści społeczno-gospodarcze. Uzyskiwana w ten sposób

energia elektryczna ma duże znaczenie dla ochrony środowiska. Rocznie zaoszczędza się tysiące ton węgla i unika emisji szkodliwych substancji, takich jak dwutlenek siarki, tlenek azotu czy dwutlenek węgla. Elektrownie wodne umożliwiają regulację biegów rzek oraz budowę zbiorników wodnych, co wpływa na wyrównywanie przepływów i zmniejszenie ryzyka występowania powodzi. Rzeki są oczyszczane z rumowiska, zwiększa się natlenienie, powstają nowe powierzchnie wodne związane z turystyką i rekreacją.

Potencjał wytwarzania energii elektrycznej na rzekach województwa podkarpackiego umożliwia budowę małych elektrowni wodnych o mocy nieprzekraczającej 1 MW. Całkowity, teoretyczny potencjał dopływów głównych rzek regionu podkarpackiego Sanu, Wisłoka, Wisłoki oraz Ropy ma wartość ponad 1400 MWh/rok. Średnia moc użyteczna hydrogeneracji w powiatach wynosi 39,13 MW, natomiast potencjał techniczny – ponad 335 GWh/rok.

Literatura

- [1] Podkarpacka Agencja Energetyczna, Strategia Rozwoju OZE w województwie podkarpackim, Rzeszów 2010.
- [2] Depczyński W., Szamowski A.: Budowle i zbiorniki wodne, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1999.
- [3] Lewandowski M.W.: Proekologiczne odnawialne źródła energii, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 2007.
- [4] Hoffmann M.: Małe elektrownie wodne – poradnik, Wydawnictwo Nabba, Warszawa 1992.
- [5] Puchowski B.K.: Rola małych elektrowni wodnych w środowisku, Czysta Energia, nr 9/2002, s. 10-11.
- [6] Sumera J.: Dane z analizy zasobów energii wody na obszarze województwa podkarpackiego, Analiza opracowana w ramach projektu „Baza danych odnawialnych źródeł energii województwa podkarpackiego”, Rzeszów 2008.
- [7] Malicka E.: Deklaracja na rzecz rozwoju energetyki wodnej, Czysta Energia nr 1/2010, s. 33.

SMALL-SCALE WATER POWER INDUSTRY DEVELOPMENT IN PODKARPATSKI REGION

S u m m a r y

The paper represents general information about water power in Podkarpatski region, characteristics of water power industry and types of power stations, water turbine designing, power cost estimate and investment warranty.

Galina KALDA
Agnieszka SMORAĞ
Politechnika Rzeszowska

BUDOWA I OBLICZANIE POWIERZCHNI KOLEKTORÓW SŁONECZNYCH

W artykule przedstawiono konstrukcję kolektorów słonecznych oraz ich parametry techniczne. Obliczono powierzchnie kolektorów zlokalizowanych w różnych regionach Polski w celu wybrania miast z najlepszym nasłonecznieniem.

1. Wprowadzenie

Słońce zbudowane z najlżejszych pierwiastków wodoru i helu jest najstarszym, najtańszym i najczystszy źródłem energii dostępnym na Ziemi. Z 1,39 kW promieniowania bezpośredniego padającego na m² powierzchni, docierającego do granic atmosfery tylko 1 kW przedostaje się do powierzchni Ziemi. Pozostała część zostaje rozproszona i odbita. Mimo to, terytorium Polski, które znajduje się w strefie klimatu umiarkowanego, charakteryzuje się dobrymi warunkami słonecznymi, pozwalającymi wykorzystać promieniowanie słoneczne do produkcji ciepła na potrzeby oświetlenia oraz centralnego ogrzewania pomieszczeń.

Na efektywność kolektora słonecznego bezpośredni wpływ ma szerokość geograficzna, w jakiej zostanie on zamontowany. Im większe nasłonecznienie na danym obszarze, tym korzystniejsze warunki dla pracy instalacji słonecznych.

2. Zasada konwersji fototermicznej

Zadaniem kolektorów słonecznych jest przemiana energii promieniowania słonecznego na ciepłą. Zasady konwersji energii słonecznej w ciepło mają bezpośredni wpływ na konstrukcję, materiały oraz technologie stosowane do budowy kolektorów.

Płaski element wystawiony na promieniowanie, maksymalnie je pochłaniający wraz z czynnikiem odbierającym pochłonięte ciepło, to najprostsz przykład kolektora słonecznego. Podstawowym elementem kolektora słonecznego jest absorber, tj. płyta pochłaniająca promieniowanie, zabezpieczona przed stratami ciepła warstwą izolacyjną, która częściowo odbija, przepuszcza oraz po-

chłania promieniowanie słoneczne. Pochłonięta energia zostaje zamieniona w ciepło, powodując wzrost temperatury płyty. Jednocześnie każde ciało o temperaturze wyższej od 0°C bezwzględnej wypromieniowuje fale elektromagnetyczne, pozbywając się energii. Wskutek synchronicznego zjawiska dopływu i odpływu energii w kolektorze ustala się stan równowagi, której wysokość można określić na podstawie prawa Plancka:

$$T^4 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \cdot \frac{I_b}{\sigma} \quad (1)$$

gdzie: T – temperatura bezwzględna [K],

I_b – natężenie bezpośredniego promieniowania słonecznego [W/m^2],

σ – stała Boltzmanna równa $1/64,5^4$ [$\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$],

α , ε – współczynniki absorpcji i emisji promieniowania słonecznego dla materiału płyty.

Dla metalowej płyty pomalowanej czarną farbą iloraz α/ε ma wartość bliską jedności. W praktyce są stosowane zabiegi konstrukcyjne pozwalające na uzyskanie wyższych wartości temperatury absorbera. Stosując takie materiały, jak czarne tlenki niklu, miedzi czy chromu, można zwiększyć wartość wyrażenia α/ε do wartości 8-10. Tworzenie tzw. powłok selektywnych absorberów pozwala na zwiększenie temperatury do 160°C.

Skuteczną metodą ulepszenia pochłaniacza promieniowania jest zamontowanie nad absorberem przezroczystych płyt. Pozwalają one na wykorzystanie „efektu szklarniowego” przez uniemożliwienie wniknięcia promieniowania słonecznego do wnętrza z jednoczesnym absorbowaniem długofalowego promieniowania przez adsorber i ograniczeniem konwekcyjnych strat ciepła do otoczenia. W typowych rozwiązaniach płaskich kolektorów temperatura absorbera nie przekracza 100°C, stąd płaskopłytowe kolektory słoneczne nazywa się niskotemperaturowymi [1].

3. Przegląd konstrukcji kolektorów słonecznych do podgrzewania wody

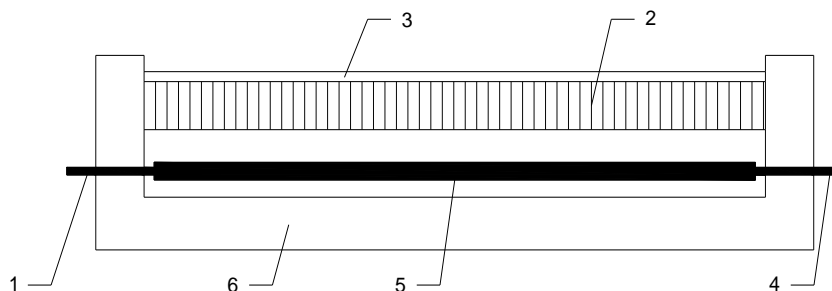
Kolektory słoneczne do podgrzewania wody stanowią zazwyczaj samodzielny element niezależny od budynku. Kształt kolektora to prostopadłościan o wymiarach od 0,5×1,0 do 1,0×2,0 m i grubości 10-15 cm.

Biorąc pod uwagę budowę absorbera, wyróżnia się kolektory:

- rurkowe – wykonane z blachy z wężownicą, przez którą przepływa czynnik roboczy,
- płytowe – składające się z dwóch blach połączonych w wyniku zgrzewania, klejenia lub nawalcowania.

Oddzielną grupę tworzą kolektory z absorberami z tworzyw sztucznych. Absorberty te charakteryzują się odpornością na zmiany temperatury, ale mniejszą sprawnością cieplną. Wszystkie wymienione typy absorberów wykorzystywanych do podgrzewania wody mogą być montowane w instalacje przez samego użytkownika.

W niektórych rozwiązaniach kolektorów wodnych między absorberem a pokryciem stosuje się izolację transparentną, która przyczynia się do uniknięcia strat ciepła podczas konwekcji. Schemat kolektora wodnego z izolacją transparentną przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Kolektor wodny z izolacją transparentną; 1 – wlot czynnika, 2 – izolacja transparentna, 3 – pokrycie, 4 – wylot czynnika, 5 – absorber, 6 – izolacja

Wysoką sprawnością cieplną cechują się kolektory z podwójną izolacją transparentną. W takich kolektorach izolację tę umieszcza się po obu stronach absorbera, a dzięki reflektorowi uzyskuje się dodatkowy dopływ promieniowania. Materiały specjalne stosowane do budowy takich kolektorów charakteryzują się zwiększonymi parametrami, jednak o ich zastosowaniu najczęściej przesądza rachunek ekonomiczny.

Odmienne warunki absorpcji promieniowania słonecznego zachodzą w kolektorach próżniowo-rurowych. Warunki pracy absorbera są zbliżone do próżni – najlepszego znanego izolatora termicznego, co minimalizuje straty ciepła. Szklane rury o podwójnych ściankach są łączone w zespoły z umieszczonymi w środku absorbera, co umożliwi ewentualną wymianę elementów. Kolektory te cechuje największa sprawność cieplna i jednocześnie najwyższa cena.

Niektóre typy kolektorów słonecznych mogą zostać wykonane przez użytkownika. Najłatwiejsze do wykonania są kolektory z tworzyw sztucznych w postaci węzownicy, z rurek metalowych, a także kolektory pojemnościowe [1].

Parametry techniczne kolektorów

Podstawowymi parametrami technicznymi i eksploatacyjnymi kolektorów słonecznych są:

- sprawność chwilowa η [%],
- temperatura adsorbera T_{abs} [K],

- temperatura czynnika grzewczego T [K],
- przyrost temperatury czynnika roboczego ΔT [K],
- współczynnik transmisji–absorpcji $\tau\alpha$,
- współczynnik strat ciepła z adsorbera U_L [W/(m²K)],
- jednostkowe natężenie przepływu czynnika grzewczego przez kolektor (w odniesieniu do powierzchni jednostkowej kolektora) m [kg/(m² · s)],
- prędkość przepływu czynnika grzewczego przez kolektor v [m/s],
- jednostkowe opory przepływu czynnika grzewczego przez kolektor Δp [Pa/m²],
- powierzchnia kolektora F_k [m²],
- trwałość kolektora [lata].

Sprawność kolektora słonecznego można określić z zależności:

$$\text{Sprawność} = \frac{\text{Wyjście (energia użyteczna)}}{\text{Wejście (energia promieniowania słonecznego)}}.$$

Na sprawność kolektora wpływają: natężenie promieniowania słonecznego padającego na powierzchnię kolektora, ciepło właściwe czynnika roboczego, moc użyteczna, cechy konstrukcyjne (właściwości przesłony przezroczystej, właściwości powłoki absorbera i skuteczność izolacji termicznej). Sprawność zwiększa się wraz ze wzrostem natężenia promieniowania słonecznego i temperatury otoczenia, a także spadkiem temperatury czynnika grzewczego. Typowe parametry techniczne kolektorów słonecznych przedstawia tab. 1.

Tabela 1. Typowe parametry techniczne kolektorów słonecznych, na podstawie [1]

Parametry techniczne	Wartość parametru
Powierzchnia kolektora [m ²]	1-100
Przyrost temperatury czynnika przy jednorazowym przepływie przez absorber [K]	3-5
Dzienny przyrost temperatury czynnika w akumulatorze [K]	30-50
Natężenie przepływu czynnika przez kolektor w odniesieniu do 1 m ² powierzchni [kg/(m ³ · h)]	40-70
Prędkość przepływu czynnika przez kanał absorbera [m/s]	0,1-10
Opory przepływu czynnika przez kolektor na 1 m ² powierzchni [Pa/m ²]	100-200
Trwałość kolektora [lata]	5-20
Masa kolektora [kg/m ³]	10-60

Wymagania dla kolektorów

Każde urządzenie musi posiadać odpowiednie dopuszczenia i spełniać wymagania określone normami. Dotyczy to również kolektorów słonecznych.

Uprawnione do tego instytucje wykonują badania zgodności kolektorów z obowiązującymi normami.

Kolektory słoneczne muszą spełniać wymagania trwałości, tj. muszą być odporne na wszystkie oddziaływania, które mogą się pojawić w trakcie eksploatacji. Norma PN-EN 12975-1:2001 zaleca, aby obudowa kolektora była wodoszczelna – wewnątrz nie powinna gromadzić się skraplająca się woda. Kolektor powinien mieć obudowę, która umożliwi wentylację. Wszystkie elementy, z których jest zbudowany kolektor, muszą wytrzymać maksymalną temperaturę i naprężenia mogące pojawić się w czasie stagnacji lub szoku termicznego. Jeśli materiały, z których jest wykonany kolektor, nie spełniają warunku odporności na promieniowanie, zaleca się dodatkowe zabezpieczenie kolektora przed działaniem promieniowania. Przewody wewnątrz kolektora należy skonstruować tak, aby nie dochodziło do przecieków.

Absorbery muszą cechować się odpornością na czynniki mechaniczne, chemiczne oraz cieplne. Powinny także umożliwiać odpowietrzenie układu i być odporne na korozję. Współczynnik bezpieczeństwa w projektowaniu absorberów wynosi 1,5 wartości dopuszczalnego nadciśnienia roboczego.

Materiał izolacyjny stosowany do budowy kolektorów musi być odporny na wzrost temperatury, aby w temperaturze tej nie występowało topnienie lub kurczenie się izolacji.

Kolektory słoneczne powinny zostać poddane następującym badaniom [2]:

- odporności na wysoką temperaturę,
- ciśnienia w absorberze,
- zewnętrznego szoku termicznego,
- wewnętrznego szoku termicznego,
- obciążenia mechanicznego,
- przeciekania podczas opadów atmosferycznych,
- odporności na zamarzanie.

4. Obliczanie powierzchni kolektora słonecznego

4.1. Metodyka obliczeń

Dobowe zapotrzebowanie na ciepło Q_z konieczne do ogrzania ciepłej wody użytkowej w kolektorze oblicza się z zależności:

$$Q_z = m \cdot c \cdot \Delta t \quad [\text{kJ/d.}] \quad (2)$$

gdzie: m – masa wody [kg],

c – ciepło właściwe wody [kJ/kg · K],

Δt – różnica pomiędzy temperaturą ciepłej wody użytkowej a temperaturą wody wodociągowej [°C].

Zakładając, że $1 \text{ dm}^3 = 1 \text{ kg}$ wody, można zapisać:

$$m = n \cdot D_Z \text{ [kg]} \quad (3)$$

gdzie: n – liczba osób korzystających z instalacji,

D_Z – dobowe zapotrzebowanie jednej osoby na ciepłą wodę użytkową [dm^3].

Podstawiając zależność (3) do wzoru (2), ostatecznie otrzymuje się:

$$Q_Z = n \cdot D_Z \cdot c \cdot \Delta t \text{ [kJ/d.]} \quad (4)$$

Jeśli Q_Z zostanie wyrażone w [kWh/doba] oraz zakładając, że kolektor słoneczny zostanie umieszczony na południowej połaci dachu, której kąt nachylenia wynosi 45° , to powierzchnię kolektora można obliczyć z zależności:

$$F_k = \frac{Q_Z}{\eta \cdot H_{dz.śr}} \text{ [m}^2\text{]} \quad (5)$$

gdzie: Q_Z – dobowe zapotrzebowanie na ciepło [kWh/d.],

η – sprawność kolektora,

$H_{dz.śr}$ – średnia dzienna suma nasłonecznienia [kWh/($\text{m}^2 \cdot \text{d.}$)].

Uwzględniając straty ciepłe całego układu i sprawność wymiennika ciepła, powierzchnię kolektora należy zwiększyć o 15%, czyli:

$$F_{krz} = 1,15 \cdot F_k \quad (6)$$

4.2. Obliczenie powierzchni kolektora zlokalizowanego w Rzeszowie

W obliczeniach założono, że kolektor rurkowy będzie umieszczony na południowej połaci dachu, którego nachylenie wynosi 45° . Temperatura wody wodociągowej wynosi 10°C , natomiast dobowe zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową o temperaturze 55°C – 60 dm^3 . Założono, że użytkownikami instalacji jest czteroosobowa rodzina, czas użytkowania obejmuje miesiące od kwietnia do września, a sprawność kolektora wynosi 60%.

Dobowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzania ciepłej wody użytkowej obliczono z zależności (4). Otrzymano $Q_Z = 45252 \text{ kJ}$, a stosując przelicznik $1 \text{ kWh} = 3600 \text{ kJ}$, $Q_Z = 12,57 \text{ kWh/d.}$ Średnią dzienną sumę nasłonecznienia dla Rzeszowa obliczono na podstawie danych zawartych w tab. 2.

Tabela 2. Miesięczne sumy nasłonecznienia dla Rzeszowa, na podstawie [3]

Miesiąc	Miesięczna suma nasłonecznienia [kWh/m ² /m · c]	Dobowa suma nasłonecznienia [kWh/m ² /d.]
Styczeń	28,83	0,91
Luty	47,60	1,70
Marzec	81,53	2,63
Kwiecień	112,50	3,75
Maj	151,28	4,88
Czerwiec	147,60	4,92
Lipiec	157,79	5,09
Sierpień	133,20	4,30
Wrzesień	89,90	3,00
Październik	55,80	1,8
Listopad	29,14	0,97
Grudzień	21,30	0,69

Ponieważ kolektor będzie pracować od kwietnia do września, średnią dzienną sumę nasłonecznienia obliczono, uwzględniając tylko te miesiące, w których kolektor będzie eksploatowany. Średnia dzienna suma nasłonecznienia $H_{dzsr} = 4,32 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{d.})$.

Wartość obliczeniowej powierzchni kolektora, otrzymana z zależności (5), wynosi $F_k = 4,85 \text{ m}^2$. Korzystając ze wzoru (6), otrzymano powierzchnię kolektora słonecznego o wartości $F_{krz} = 5,58 \text{ m}^2$.

4.3. Obliczenie powierzchni kolektora zlokalizowanego w Warszawie

W obliczeniach założono, że kolektor rurkowy będzie umieszczony na południowej pości dachu, którego kąt nachylenia wynosi 45° . Temperatura wody wodociągowej wynosi 10°C , natomiast dobowe zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową o temperaturze $55^\circ\text{C} - 60 \text{ dm}^3$. Założono, że użytkownikami instalacji jest czteroosobowa rodzina, czas użytkowania obejmuje miesiące od kwietnia do września, a sprawność kolektora wynosi 60%.

Dobowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzania ciepłej wody użytkowej obliczono z zależności (4). Otrzymano $Q_z = 45252 \text{ kJ}$. Stosując przelicznik $1 \text{ kWh} = 3600 \text{ kJ}$, uzyskano $Q_z = 12,57 \text{ kWh/d.}$ Średnią dzienną sumę nasłonecznienia dla Warszawy obliczono na podstawie danych zawartych w tab. 3.

Ponieważ kolektor będzie pracować od kwietnia do września, średnią dzienną sumę nasłonecznienia obliczono, uwzględniając tylko te miesiące, w których kolektor będzie eksploatowany. Średnia dzienna suma nasłonecznienia $H_{dzsr} = 4,23 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{d.})$.

Tabela 3. Miesięczne sumy nasłonecznienia dla Warszawy, na podstawie [3]

Miesiąc	Miesięczna suma nasłonecznienia [kWh/m ² /m · c]	Dobowa suma nasłonecznienia [kWh/m ² /d.]
Styczeń	26,97	0,87
Luty	45,36	1,62
Marzec	78,74	2,54
Kwiecień	109,50	3,65
Maj	155,31	5,01
Czerwiec	146,10	4,87
Lipiec	151,90	4,90
Sierpień	127,80	4,12
Wrzesień	84,94	2,83
Październik	51,90	1,67
Listopad	28,52	0,95
Grudzień	19,89	0,64

Wartość obliczeniowej powierzchni kolektora, otrzymana z zależności (5), wynosi $F_k = 4,95 \text{ m}^2$. Korzystając ze wzoru (6), otrzymano rzeczywistą powierzchnię kolektora słonecznego o wartości $F_{krz} = 5,69 \text{ m}^2$.

4.4. Obliczenie powierzchni kolektora zlokalizowanego w Szczecinie

W obliczeniach założono, że kolektor rurkowy będzie umieszczony na południowej połaci dachu, którego kąt nachylenia wynosi 45° . Temperatura wody wodociągowej wynosi 10°C , natomiast dobowe zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową o temperaturze $55^\circ\text{C} - 60 \text{ dm}^3$. Założono, że użytkownikami instalacji jest czteroosobowa rodzina, czas użytkowania dotyczy miesięcy od kwietnia do września, a sprawność kolektora wynosi 60%.

Dobowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzania ciepłej wody użytkowej obliczono z zależności (4). Otrzymano $Q_z = 45252 \text{ kJ}$. Stosując przelicznik $1 \text{ kWh} = 3600 \text{ kJ}$, uzyskano $Q_z = 12,57 \text{ kWh/d}$. Średnią dzienną sumę nasłonecznienia dla Szczecina obliczono na podstawie danych zawartych w tab. 4.

Ponieważ kolektor będzie pracować od kwietnia do września, średnią dzienną sumę nasłonecznienia obliczono, uwzględniając tylko te miesiące, w których kolektor będzie eksploatowany. Średnia dzienna suma nasłonecznienia $H_{dzsr} = 4,91 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{d.})$.

Wartość obliczeniowej powierzchni kolektora, otrzymana z zależności (5), wynosi $F_k = 4,27 \text{ m}^2$. Korzystając ze wzoru (6), otrzymano rzeczywistą powierzchnię kolektora słonecznego o wartości $F_{krz} = 4,91 \text{ m}^2$.

Tabela 4. Miesięczne sumy nasłonecznienia dla Szczecina, na podstawie [3]

Miesiąc	Miesięczna suma nasłonecznienia [kWh/m ² /m · c]	Dobowa suma nasłonecznienia [kWh/m ² /d.]
Styczeń	20,46	0,66
Luty	37,80	1,35
Marzec	83,08	2,68
Kwiecień	126,60	4,22
Maj	183,52	5,92
Czerwiec	173,40	5,78
Lipiec	177,63	5,73
Sierpień	137,40	4,43
Wrzesień	100,44	3,35
Październik	56,10	1,81
Listopad	25,73	0,86
Grudzień	15,30	0,49

4.5. Obliczenie powierzchni kolektora zlokalizowanego w Gdańsku

W obliczeniach założono, że kolektor rurkowy będzie umieszczony na południowej połaci dachu, którego kąt nachylenia wynosi 45°. Temperatura wody wodociągowej wynosi 10°C, natomiast dobowe zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową o temperaturze 55°C – 60 dm³. Założono, że użytkownikami instalacji jest czteroosobowa rodzina, czas użytkowania obejmuje miesiące od kwietnia do września, a sprawność kolektora wynosi 60%.

Dobowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzania ciepłej wody użytkowej obliczono z zależności (4). Otrzymano $Q_z = 45252$ kJ. Stosując przelicznik 1 kWh = 3600 kJ, uzyskano $Q_z = 12,57$ kWh/d. Średnią dzienną sumę nasłonecznienia dla Gdańska obliczono na podstawie danych zawartych w tab. 5.

Tabela 5. Miesięczne sumy nasłonecznienia dla Gdańska, na podstawie [3]

Miesiąc	Miesięczna suma nasłonecznienia [kWh/m ² /m · c]	Dobowa suma nasłonecznienia [kWh/m ² /d.]
Styczeń	20,47	0,66
Luty	36,96	1,32
Marzec	78,12	2,52
Kwiecień	125,10	4,17
Maj	179,49	5,79
Czerwiec	173,10	5,77
Lipiec	177,01	5,71
Sierpień	137,70	4,44
Wrzesień	93,93	3,31
Październik	54,30	1,75
Listopad	25,73	0,86
Grudzień	15,00	0,48

Ponieważ kolektor będzie pracować od kwietnia do września, średnią dzienną sumę nasłonecznienia obliczono z uwzględnieniem tylko tych miesięcy, w których kolektor będzie eksploatowany. Średnia dzienna suma nasłonecznienia $H_{dzsr} = 4,87 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{d.})$.

Wartość obliczeniowej powierzchni kolektora, otrzymana z zależności (5), wynosi $F_k = 4,30 \text{ m}^2$. Korzystając ze wzoru (6), otrzymano rzeczywistą powierzchnię kolektora słonecznego o wartości $F_{krz} = 4,95 \text{ m}^2$.

4.6. Obliczenie powierzchni kolektora zlokalizowanego we Wrocławiu

W obliczeniach założono, że kolektor rurkowy będzie umieszczony na południowej pości dachu, którego kąt nachylenia wynosi 45° . Temperatura wody wodociągowej wynosi 10°C , natomiast dobowe zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową o temperaturze $55^\circ\text{C} - 60 \text{ dm}^3$. Założono, że użytkownikami instalacji jest czteroosobowa rodzina, czas użytkowania obejmuje miesiące od kwietnia do września, a sprawność kolektora wynosi 60%.

Dobowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzania ciepłej wody użytkowej obliczono z zależności (4) i otrzymano $Q_z = 45252 \text{ kJ}$. Stosując przelicznik $1 \text{ kWh} = 3600 \text{ kJ}$, uzyskano $Q_z = 12,57 \text{ kWh/d.}$ Średnią dzienną sumę nasłonecznienia dla Wrocławia obliczono na podstawie danych zawartych w tab. 6.

Tabela 6. Miesięczne sumy nasłonecznienia dla Wrocławia, na podstawie [3]

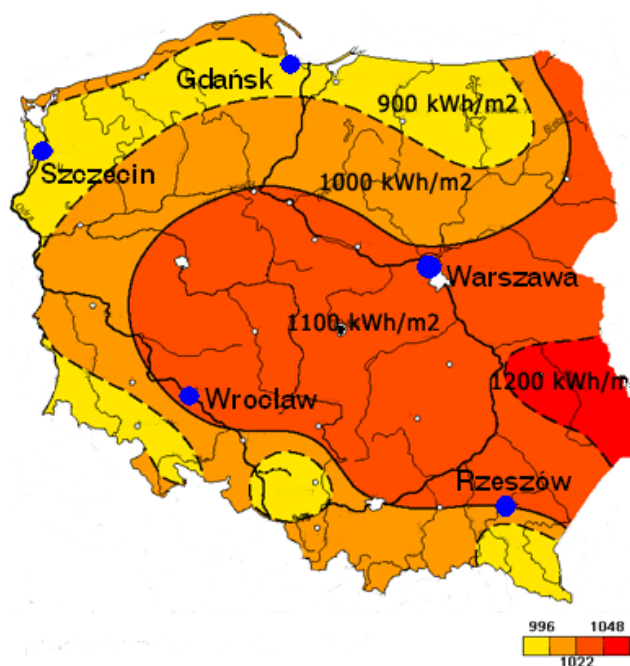
Miesiąc	Miesięczna suma nasłonecznienia [kWh/m ² m ² · c]	Dobowa suma nasłonecznienia [kWh/m ² /d.]
Styczeń	25,73	0,83
Luty	42,56	1,52
Marzec	79,67	2,57
Kwiecień	115,20	3,84
Maj	153,45	4,95
Czerwiec	145,20	4,84
Lipiec	158,41	5,11
Sierpień	129,00	4,16
Wrzesień	88,97	2,97
Październik	54,90	1,77
Listopad	28,53	0,95
Grudzień	19,80	0,64

Ponieważ kolektor będzie pracować od kwietnia do września, średnią dzienną sumę nasłonecznienia obliczono, uwzględniając tylko te miesiące, w których kolektor będzie eksploatowany. Średnia dzienna suma nasłonecznienia $H_{dzsr} = 4,31 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \cdot \text{d.})$.

Wartość obliczeniowej powierzchni kolektora, otrzymana z zależności (5), wynosi $F_k = 4,86 \text{ m}^2$. Korzystając ze wzoru (6), otrzymano rzeczywistą powierzchnię kolektora słonecznego o wartości $F_{krz} = 5,59 \text{ m}^2$.

5. Zestawienie wyników obliczeń wymaganej powierzchni kolektora

Położenie geograficzne wybranych miast (rys. 2.) ma znaczący wpływ na warunki pracy kolektorów słonecznych. Wyniki obliczeń wymaganej powierzchni kolektora zestawiono w tab. 7.



Rys. 2. Położenie miast wybranych do porównania

Tabela 7. Zestawienie wymaganych powierzchni kolektora w pięciu miastach

Parametry	Rzeszów	Warszawa	Szczecin	Gdańsk	Wrocław
Szerokość geograficzna	50°N	52,3°N	53,4°N	54,22°N	51,06°N
Średnia dzienna suma nasłonecznienia z półrocza letniego [$\text{kW} \cdot \text{h}/\text{m}^2 \cdot \text{d.}$]	4,32	4,23	4,91	4,87	4,13
Wymagana powierzchnia kolektora [m^2]	5,58	5,69	4,91	4,95	5,59

Z obliczeń wynika, że z pięciu wybranych miast najkorzystniejsze warunki do pracy kolektorów słonecznych panują w Szczecinie i Gdańsku. Wynika to z faktu, że w miastach tych występuje najkorzystniejsze nasłonecznienie. Wiąże się to bezpośrednio z tym, że w okresie letnim w północnych miastach Polski dzień jest dłuższy niż w południowej części Polski. Jednocześnie panują tam korzystniejsze warunki dla kolektorów solarnych.

6. Podsumowanie

Istotnym parametrem wpływającym na pracę kolektorów słonecznych jest kąt, pod jakim zostanie on usytuowany. Z przeprowadzonej symulacji wynika, że najlepsze warunki zostaną uzyskane, gdy kąt nachylenia kolektora względem poziomu będzie wynosić 45° . Nie bez znaczenia jest także usytuowanie kolektora słonecznego względem stron świata. Najmniejsze koszty inwestycyjne na budowę instalacji słonecznych uzyskuje się przy skierowaniu kolektora bezpośrednio na południe.

Energetyka słoneczna, w porównaniu z innymi technologiami, cechuje się wysoką wydajnością z jednostki powierzchni. Jej zaletami są: brak konieczności dostarczania paliwa, ograniczenie emisji spalin i gazów cieplarnianych do atmosfery oraz praktycznie bezpłatne eksploataowanie. Koszty ponoszone w sektorze energetyki słonecznej są związane przede wszystkim z zakupem i montażem kolektorów, co czyni promieniowanie słoneczne najbardziej perspektywicznym źródłem energii.

Na rozwój energetyki słonecznej ma wpływ jej dofinansowanie. Obecnie w Polsce najłatwiej uzyskać dofinansowanie na budowę dużych instalacji słonecznych. Aby zwiększyć udział energii słonecznej, należy stworzyć spójny system umożliwiający dotacje dla małych instalacji, pokrywających zapotrzebowanie ciepła na cele ciepłej wody użytkowej i centralnego ogrzewania.

Literatura

- [1] Wiśniewski G., Gołębiowski S., Gryciuk M.: Kolektory słoneczne: poradnik wykorzystania energii słonecznej, Centralny Ośrodek Informacji Budowlanej, Warszawa 2001.
- [2] Balars C.A., Droutsas K., Argiriour A.A.: Potential for energy conservation in apartment buildings, *Energy&Buildings*, no 31, 2000.
- [3] Lewandowski W.M.: Proekologiczne źródła energii odnawialnej, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 2002.

STRUCTURE AND OPERATION OF SOLAR COLLECTORS

S u m m a r y

The paper represents structure of solar collector and their technical parameters. The collector surface area is calculated for various of Poland in order to determine on the base of calculated areas assessment the city which would have the most solar intensity.

Maria KOZLOVSKÁ¹
Zuzana STRUKOVÁ²
Technical University of Košice

INTEGRATION OF OCCUPATIONAL SAFETY ANALYSIS IN CONSTRUCTION PROJECTS

Construction is world over thought to be a very hazardous industry. According to the International Labour Organization, it accounts for 30-40% of the world's fatal injuries and non-fatal injuries occur most frequently than in other industries. Many different approaches to safety should be considered and implemented in order to reduce on-site safety risks and to achieve the goal of less or zero injuries. One of the key steps to achieve adequate safety levels at the construction phase of the project consists in safety risk analysis in pre-construction phase. The paper deals with the approaches to occupational safety risks analysis in construction and introduces the methodology of safety hazards identification and evaluation of risk levels for all identified hazards. The methodology was applied in the project of Shopping Centre Aupark in Košice. In this application the specific nature of construction process, uniqueness of construction site workplace, two degree decomposition of construction safety hazards and their synergy effects are considered.

1. Introduction

The construction industry as important one in the world economy employs around 180 million people, or 7% of global employment [1]. Even though it has a world reputation for the quality, it is a generally risky business; it remains one of the most dirty, difficult and dangerous with poor working conditions. According to the International Labour Organization, it accounts for 30-40% of the world's fatal injuries. One hundred thousand workers are killed on sites every year – one person killed every five minutes. It is caused by many reasons [2]: high – risk nature of construction work, low knowledge and a lack of trade risk awareness of tradesmen, building terms decreasing, high proportions of unskilled and temporary workers, low demands on site facility according to law, complicated contractor system with big amount of subcontractors, thin exertion of safety protection equipments by reason of the building costs

¹ maria.kozlovska@tuke.sk

² zuzana.strukova@tuke.sk

increasing, absence or malfunction of safety management system especially in small construction companies and tradesmen etc. Besides causing human tragedy, the accidents delay project progress, increase costs, and damage the reputation of the contractors [3]. However, almost all injuries are predictable and preventable. Many different approaches to safety should be implemented to achieve the goal of fewer injuries. The most effective way to improve safety performance should be preventing accidents and reducing uncertainty before their happen. Thus, occupational risk analysis is a foundation upon which safety management is built and risk assessment is a critical task which forms a part of safety management systems.

2. Occupational safety in building design and construction

The construction is a project based industry existing in a dynamic and changing environment [4]. Almost all production processes within the construction come through different, more difficult conditions as in other industries. Most construction sites are small without sufficient storage spaces and spaces for auxiliary works. In the site, different tradesmen have to work close together within limited spaces. Due to diversification of activities, the large number of subcontractors is common within the construction site [5]. With higher numbers of subcontracting, the chances of accidents occurrence become more frequent.

Traditionally, the construction workers safety used to be an exclusive responsibility of the contractors who employ them. Almost nobody used to suppose that the work environment during the construction phase depends on the previous planning and on considerations for safety in the planning phase. The demands for safety were not required to be incorporated into contracts and tendering materials. Among designers and owners was unusual to see it as their responsibility to consider the workers safety. They used to make rarely decisions pertaining to construction worker safety. They were declaring their responsibility only for the final product and no for means and methods affecting the workers safety. But the ideal situation for the construction workers safety is to make this an important parameter for the planners and designers of the conceptual and preliminary design phase. The work environment in the site depends on the previous planning and on considerations for occupational safety in the planning phase. This served as the basis for the **EU Council Directive – Construction Sites Directive 92/57/EEC** concerning minimum demands for health and safety at temporary construction sites, where the role of the building planner (owner, architect and consultant) is emphasized as having the responsibility for workers safety during the building design in pre-construction phase. An approach for anticipating, evaluating, and minimizing or removing the hazards prior to initiating work is hereby promoted. The EU member states,

as well as Slovakia, adopted the mentioned directive (Government Regulation 510/2001 and then Government Regulation 396/2006) requiring architects and design engineers to implement design for construction safety. In around 10 years since it was implemented, many EU countries have experienced significant reductions in construction sites accident rates. The directive initiated two important points. The first is a concept of health and safety based on a new chain of responsibility including the owner „Safety Coordinator for design and Coordinator for Construction” and the second is presented by new document „**Health and safety plan**”. Following the Directive (Article 4) [6], the owner shall take account of the general principles of prevention during various stages of designing and preparing the project, particularly when architectural, technical and organizational aspects are being decided, in order to plan the various items or stages of work which are to take place simultaneously or in succession and when estimating the period required for completing such work or work stages. Prior to the beginning of construction works, the owner shall complete the Health and Safety Plan **which notably manage the identified occupational safety hazards of individual project**. Thus, construction safety is not now considered as the responsibility of the contractor, as it was traditionally. The owners and designers are included through design and planning phase of the project in order to ensure that hazards are eliminated and workers are protected. The owner should also ensure that safety standards are being met on site.

3. The occupational safety risk analysis in construction

The process of occupational safety risk analysis generally includes three main stages [7]: **identification** – choosing specific activity and breaking it down into sequence of stages and identification of all possible hazards that may cause some accidents at the workstation during activity performance; **assessment** – evaluation of relative risk levels for all identified hazards; **action** – controlling the risk by taking sufficient measures to reduce or eliminate it.

Carter and Smith [8] indicated that current hazard identification levels in construction projects are not ideal. Significant barriers to improving hazard identification involve: knowledge and information barriers (lack of information sharing across projects; lack of resources on smaller projects, e.g. industry publications, full-time safety department; subjective nature of hazard identification and risk assessment; reliance upon tacit knowledge) and process and procedure barriers (lack of a standardized approach; undefined structures for tasks and hazards).

Assessment of risk level associated with the hazards on site is an essential component in the process of risk management, which is a process of estimating the magnitude of risk and deciding whether the risk is tolerable or not. Many different methodologies for occupational risk assessment are available (e.g.

PHA, EA, HAZOP, FMEA, Event tree analysis, Check-lists, What-if). Their output data can be qualitative, such as recommendations, or quantitative in the form of an index of risk level [9].

As an example, Gangolells et.al. [10] introduced a systematic process-oriented approach for dealing with potential safety risks at the pre-construction stage serving as an assessment tool for measuring the safety risk level of construction projects. The first step is to make an inventory of construction activities and stages (earthworks, foundations, structures, roofs, partitions etc.). A big number of stages and activities could be considered in such initial review. The second step is to make an inventory of common safety hazards related to the construction activities. Such review could use reports of accidents that have yet occurred in any construction sites. In order to assess the construction safety risks, the development of corresponding indicators, formulation of significance limits, and determination of the overall safety risk level of a construction project is required. In order to determine the significance rating of a safety risk (risk level) in a particular construction stage, a risk is the combination of the probability of occurrence of a hazardous event and the severity of the injury or ill health that can be caused by the event. The probability refers to the chance of a potential event (e.g. number of events per day), severity represents the potential outcome of an event (e.g. money or loss of days per event) and exposure describes the duration of potential contact with a potentially hazardous situation (e.g. days).

However, unlike other industries, it is not easy to undertake risk assessment on construction site, due to its complexity and diversity in job tasks, climatic conditions and work environments, as well as the work nature of construction industry is quickly changing and workforce is highly dynamic; [11] the production environment changes in time and place, and work crews change frequently. The workplace changes daily and the type of work varies greatly. Moreover, workers commonly endanger other workers, who may be performing a different activity at a different location. The standard occupational safety risk analysis method is not designed to reveal these dangers. It focuses on production activities in isolation, at predetermined workstations. These are the reasons why in construction is needed the different approach to identify hazards and risks and prevent accidents. Ophir Rozenfeld et.al. [11] introduced in their research an improved technique called Construction Job Safety Analysis, in which the job risk analysis is performed independently of any specific considerations of time and place.

4. The occupational safety risk analysis in construction

From construction safety hazards identification point of view, following structure could be applied [12]: **group of hazards** – set of hazards referring to

some construction aspect; **specific hazards (I level decomposition)** – set of hazards referring to some group of hazards (it is presented in Tab. 1); **construction activity hazards (II level decomposition)** – set of particular hazards referring to particular construction activities and to their performance conditions (it is presented in Tab. 2).

As the sites develop with progress of work hence the working environment is altering hour by hour. The time plays an important role in the analysis of construction safety hazards and their synergies during construction. That is why the group of hazards referring to particular construction stages or activities (HA) e.g. masonry, facing tiling, concreting etc. is not just one in the composition of potential construction safety hazards. The other three groups of hazards are significant in decomposition of construction safety hazards. The mentioned four groups of hazards are simply presented in Fig. 1 and in Tab. 1.

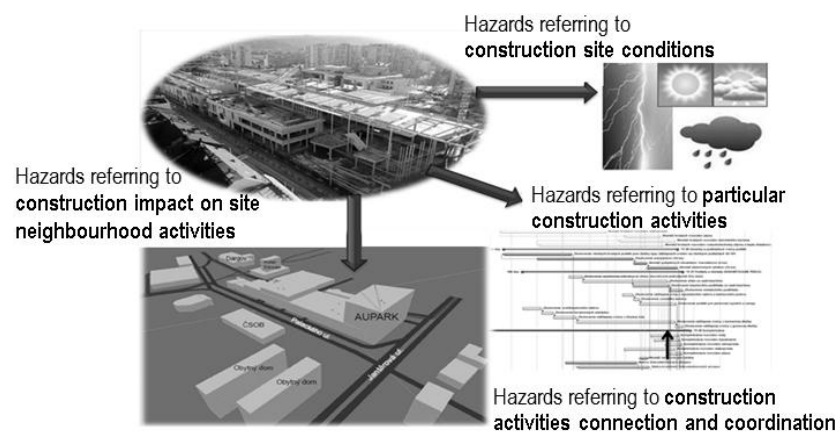


Fig. 1. Groups of construction safety hazards [13]

Table 1. Decomposition of construction safety hazards (I level decomposition) [12]

Groups of hazards	Specific hazards (I level decomposition)
Hazards referring to particular construction stages or activities (HA)	earth works; concreting works; masonry; assembly works; works in height and over the free depth; demolition and reconstruction works; machines and equipments
Hazards referring to construction site conditions (HS)	construction site conditions; intra-site transport; weather conditions; works in extra dangerous conditions
Hazards referring to construction impact on site neighbourhood (HN)	public threat; traffic restrictions; dense area
Hazards referring to construction activities connection and coordination (HC)	time relativity of activities; activities performed together; activities performed in current-time

The specific hazards qualified in Tab.1 can be then decomposed (II level decomposition). So the broad range of hazards is created. Second level hazards express specifically the events that may occur. Within each specific hazard usually expose together more hazards of II level decomposition. For example the hazards connected with weather conditions (in group of hazards referring to construction site conditions) could be represented by: unfavoured work in extremely high or low temperature, insufficient water taking, bad visibility in terms of rain, hazardous work in fog, slip on wet floor, fall on frozen floor etc. The difference among them consists in probability of occurrence of a hazardous event and in severity of injury that can be caused by the event. The example of II level decomposition is presented in Tab. 2.

Table 2. Decomposition of construction safety hazards (II level decomposition) [12]

Specific hazards (I level decomposition)	Construction activity hazards (II level decomposition)
Earth works hazards	insufficient assurance of excavations against landslip; insufficient control of sheeting; shelters sheeting release; landslip into shelter; worker landing-up; fall into open excavations; dangerous enters into excavations; work within the grasp of machines; insufficient marking of underground utilities etc.

From their exposure during construction point of view, the mentioned groups of hazards can be characterised by this means:

1. **Hazards referring to particular construction stages or activities (HA)** – their exposures are just at the moment of particular activities performance. It is necessary to know the construction schedule in order to be prepared to these hazards. Within the particular stages or activities can cumulate various hazards of different risk level. All the same the manipulation with material connected with the activity performance may present some hazard. Furthermore, the construction activities could involve hazardous operations, such as contact with hazardous materials and loading, unloading and storage of materials and site movements of vehicles and pedestrians.
2. **Hazards referring to construction site conditions (HS)** – come on force during all construction time. But their risk levels oscillate. The biggest are in the phase of frame work (earthworks, foundations, framework concreting, roofing etc.) where the activities are performed in the exterior. In phase of completion works (partitions, installations, flooring etc.) which are performed in the building interior, the amount of hazards may be lesser, even though the accident probability can be bigger because of more tradesmen working in almost each building part.
3. **Hazards referring to construction impact on site neighbourhood (HN)** – come on force similarly during all construction time and their

risk levels oscillate too. The significant are for example in earthwork because of excavated soil removal by the public road or in assembly production when the load carried by the crane can present the danger for people being around site. Unfortunately not only the construction workers themselves suffer injuries and deaths. Many people not employed in the industry were killed because of construction related activities.

- 4. Hazards referring to construction activities connection and coordination (HC)** – hazards consist in relativities and joins between the particular work activities. The biggest are in the case of more activities performance in parallel, the exposure is multiplied as each activity is characterised by various hazards referring to its performance.

Regarding the synergism of time and space, in construction safety risk analysis these two variables are continuous, interacting. That is because the construction may be characterised as the set of activities which interlock, are in progress at continual place and in continual time. In construction risk analysis **from time point of view**, the construction could be divided to particular construction phases (preparatory works, framework, completing works etc.), to stages (earthworks, foundation, framework, roofing, partitions etc.), or simply to time periods and **from space point of view**, the building space (after framework finish, it is building interior), the site, and the site neighbourhood could be considered. In Figure 2 is presented one possibility of construction safety risks levels expression by three parameters: time, space and the risk level. The time is characterized by aggregated construction stages (E&F – earthworks and foundation, F&R – framework and roofing, IW – inside works, C – completions) and space, with risk exposure, is characterised by the site neighbourhood, the site and the building space (e.g. building interior where construction activities are performed). The risk levels are in interval from 0 (neither risk that not even exist) to 5 (unacceptable risk). It is made following the considerations presented in particular construction safety risks group appointment and upon their distribution in time of the building process time.

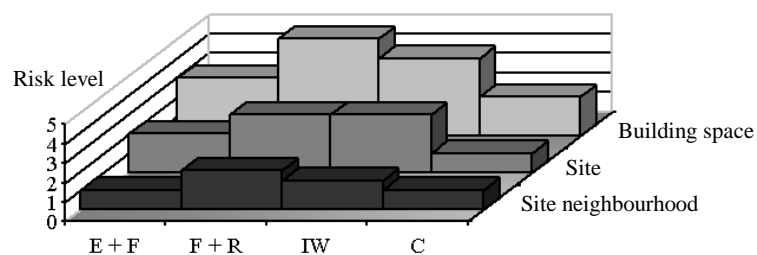


Fig. 2. The construction safety risks levels expression [12]

5. Case study: occupational safety risks analysis in construction of Aupark Shopping Centre in Košice

5.1. Aupark Shopping Centre in Košice

On the basis of considerations presented in the previous parts of the paper we have made the analysis of occupational construction safety risks in construction of Aupark Shopping Centre in Košice (Fig. 3). The methodology and results of the analysis are presented in this part of the paper.

The construction of a multifunctional complex Aupark Košice in the City centre consists of a shopping and entertainment building and an office building. The Developer has started the construction in January 2010. As soon as at the end of 2011, it will provide with new services, shops, entertainment and office space. The shopping building consisting of 7 dilatation blocks has three above ground floors, 2 underground floors and almost 34 000 square meters. It will offer 1 100 parking spaces in the underground garages. The office building is going to be 11 storied. The developer estimates the total construction costs at 93 million EUR. In order to provide for the smoothness of traffic in the city centre, the company will also build a modern four-way road at the Liberators` Square. The framework of the building is a monolithic reinforced concrete structure. It is combination o structural walls and poles. One of the most significant contractors constructing the centre is an internationally well known building company having one of its divisions in Eastern Slovakia. Two hundreds workers are being at the site in average and six tower cranes are serving. Approximately 40 354 m³ of concrete, 139 141 m² of system forms and 5 429 t of structural is planned to be used in construction.



Fig. 3. Visualisation of Aupark Shopping Centre in Košice [14]

5.2. Identification of occupational safety hazards

The safety risks analysis was made by the group of experts consisting of safety specialist from the company constructing the Aupark centre, few Civil

engineering students and the authors of the paper. It has been made on the basis of the building design and construction schedule. The analysis has been made in consideration of two meaningful aspects: time and space. From time point of view, the total construction process has been divided into ten specific phases: earthworks, foundations, under framework, framework, roofing, indoor works (partitions and energy, water, sewage, gaz and air-condition distributions), indoor surfacing (flooring etc.), indoor completions (painting, floor surfaces), facilities completions (sanitary, electricity, gaz etc.) and facade. From space point of view we considered three specific spaces: building space (indoor), construction site (exterior) and site neighbourhood. In these three spaces have been reflected three before mentioned groups of hazards (chapter 4): HA in building space, HS in construction site, and HN in site neighbourhood. Within the ten presented specific phases of construction process a big number of hazards (all possible loss-of-control incidents that may occur) have been identified. The identified hazards relate to construction activities being made, to construction site conditions, and to site neighbourhood during particular construction phase works performance. All hazards were collected to form of catalogue lists. Thus, we have collected 30 **catalogue lists of occupational safety hazards**; 3 for each specific phase of construction time (pertaining to 3 groups of hazards: HA, HS and HN). In the Table 3 are presented amounts of identified hazards and sources of these hazards.

Table 3. Amounts and sources of identified occupational safety hazards

Construction phases	Group of hazards	Amount of hazards	Sources of hazards
Earthworks (EW)	HA	26	soilcrete sealing wall; shaft excavating; soil transport; pump wells and dead wells making
	HS	20	atmospheric electricity; hand roads cleaning; pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights; weather conditions; night work; external site; intra site roads transport
	HN	14	extra site transport of soil; hands road cleaning; road cleaning machines; earthworks machines; pedestrian and machines transport out of site; noise and dust; night work; excavating; site entries and exits
Foundations (FO)	HA	16	foundations (piles) construction; Forming, reinforcing and concreting of base plate, sewer pipes installation
	HS	14	atmospheric electricity; pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights; weather conditions; night works; external site; intra site roads transport
	HN	11	extra site transport; road cleaning machines; pedestrian and machines transport out of site; noise and dust, night work, site entries and exits

Table 3 (cd.)

Construction phases	Group of hazards	Amount of hazards	Sources of hazards
Under framework (UF)	HA	39	forming, reinforcing and concreting of poles, walls, ceiling, elevator shaft and ramps; assembly of prefabricated stairways
	HS	19	atmospheric electricity; pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights; weather conditions; night work; external site; intra site roads transport
	HN	11	extra site transport of soil; road cleaning machines; pedestrian, machines and trucks transport out of site; noise and dust, night work, site entries and exits
Framework (F)	HA	49	forming, reinforcing and concreting of poles, walls, elevator shaft and ceilings; assembly of prefabricated stairways; assembly of steel pylons and girders
	HS	19	atmospheric electricity; pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights; weather conditions; night work; external site; intra site roads transport
	HN	13	road cleaning machines; pedestrian, machines and trucks transport out of site; noise and dust; night work; site entries and exits; scaffolding; tower cranes
Roofing (R)	HA	27	green and other roofs constructing; steel structures assembly
	HS	17	atmospheric electricity; pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights; weather conditions; external site; intra site roads transport
	HN	9	hand roads cleaning; pedestrian, machines and trucks transport out of site; noise and dust; site entries and exits; scaffolding; tower cranes; roof structures products
Indoor works (IW)	HA	15	automatic roller doors installation; wickets installation; water distributions installation, sewer lines installation; power lines installation; gas lines installation; central heating installation; air-conditioning lines installation
	HS	6	pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights
	HN	5	pedestrians, machines and trucks transport out of site; noise and dust; site entries and exits; tower cranes
Indoor surfacing (IS)	HA	25	flooring; escalators installation; moving pavements installation; electric lifts installation
	HS	6	pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights
	HN	5	pedestrians, machines and trucks transport out of site; noise and dust; site entries and exits; tower cranes

Table 3 (cd.)

Construction phases	Group of hazards	Amount of hazards	Sources of hazards
Indoor completions (IC)	HA	25	fanlights installation; gypsum partitions assembly; lower ceilings assembly; concrete screeding on floors; paintings, swabs and facings; pavage; doors installations; cleaning
	HS	6	pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights
	HN	5	pedestrians, machines and trucks transport out of site; noise and dust; site entries and exits; building lifts
Facilities completions (FC)	HA	28	power, gaz, water, air-conditioning; sewer lines completion; lifts machine rooms installation; sanitary installation
	HS	6	pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights
	HN	5	pedestrians, machines and trucks transport out of site; noise and dust; site entries and exits; building lifts
Facade (FA)	HA	21	facing, glazing and painting
	HS	16	pedestrians (workers) movement; dangerous holes; going to heights; weather conditions; external site; intra site roads transport
	HN	8	pedestrians, machines and trucks transport out of site; noise and dust; site entries and exits; building lifts; façade products; scaffolding

The **hazards referring to construction activities connections and coordination (HC)** must have been identified differently. It has been done on the basis of construction schedule. More accuracy in the construction schedule execution is the assumption for better hazards identification. The construction of five floored shopping part of the building is divided into six working areas. The sky, office part of the building, is constructed as one working area. The most significant occupational safety risks exposures are in the phase of completing works, after roofing finish. In this phase of construction is not rare that many construction works are made together, in parallel, regarding the time as well as regarding to space. Many construction workers often collide in constrained spaces or they use shared equipments or storage accommodations eventually storage spaces. That is why the probability of injury occurrence is bigger. The best way to avoid such safety hazards consists in elimination of construction works performance at the same time and in the same space in parallel. Sometimes, mainly in completion phases it is almost impossible. Among the most effective measures to eliminate such safety hazards belong: better work organization, change of workers amount, extension or shortening of construction activities, technological breaks etc.

In evaluation of risk levels for identified hazards referring to construction activities connection and coordination is necessary to remember that some connections do not involve danger but other connections could be substantial from hazards exposure point of view.

5.3. Evaluation of risk levels for identified hazards

The second step of occupational safety risks analysis (safety risks assessment) was seeking to determine the expected risks levels for all hazards identified in previous one (no 5.2). The risk levels were estimated as the combination of three factors: **the probability (P)** – the likelihood of occurrence of loss-of-control event, **the severity (S)** – the expected degree of severity of accident scenario and **the subjective opinion (O)** of the experts group. The information was collected by means of a survey that was conducted through face to face workshop participated by the experts. The safety specialist from the construction company was considered as the most appropriate source for practical information about potential loss-of-control event. He, more than anybody, is aware of the overall circumstances on site; the composition of activities on site and their nature, the number of workers involved, organizational conditions, etc. We determined a scale for probability, severity and the subjective opinion from 1 to 5. The descriptive interpretation of particular values can be found in Tab. 4. Then risk significance ratings, **risk levels (RL)**, for all identified hazards were defined as composition of three values: probability, severity and the subjective opinion of the experts.

Table 4. Scales for probability, severity and the subjective opinion

Value	Probability	Severity	Subjective opinion
1	random	injury without disablement	negligible effect to risk level
2	improbable	injury with disablement	little effect to risk level
3	probable	injury with hospitalization	bigger, considerable effect to risk level
4	highly probable	injury with persistent effects	big and meaningful effect to risk level
5	permanent	fatal injury	various meaningful and negative effects to risk level and implications

The resulting risk level from 0 to 3 designates the risk which could be neglected; the risk level from 3 to 10 designates the potential risk, it is necessary to pay attention; the risk level from 10 to 50 designates that some safety arrangements are essential; the risks in interval from 50 to 100 are high and

immediate safety arrangements must be done; and in case of risk level bigger than 100, the work must be stroke. The results of assessment are in Tab. 5.

Table 5. The results from occupational safety risks assessment

Construction phases		HA	HS	HN
Earthworks (EW)	average RL	15	21	19
	max RL	48	40	48
Foundations (FO)	average RL	19	20	21
	max RL	36	40	48
Under framework (UF)	average RL	16	21	16
	max RL	36	40	48
Framework (F)	average RL	16	17	20
	max RL	36	40	48
Roofing (R)	average RL	16	17	24
	max RL	36	40	48
Indoor works (IW)	average RL	11	11	10
	max RL	27	12	16
Indoor surfacing (IS)	average RL	13	10	10
	max RL	32	12	16
Indoor completions (IC)	average RL	10	10	10
	max RL	16	12	16
Facilities completions (FC)	average RL	11	10	10
	max RL	32	12	16
Facade (FA)	average RL	14	15	25
	max RL	48	36	45

Besides such tabular expression, the results from risk assessment could be figured by the type of time-spatial map, which is presented in Fig. 4. The contractor can easy understand the levels of safety risks affecting construction in particular construction phase (from earthworks to facade) and in particular space (building space, site or site neighbourhood).

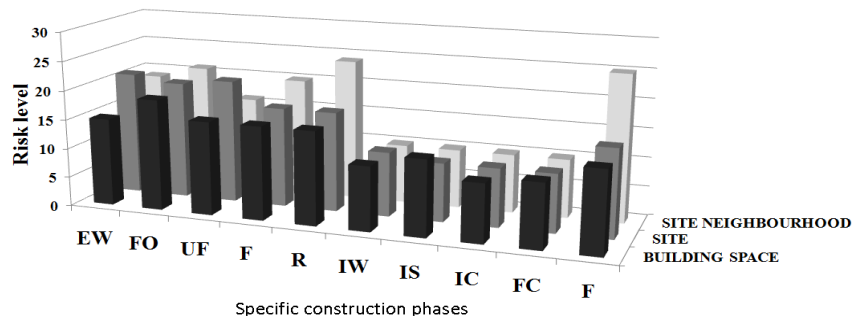


Fig. 4. Expression of safety risks significance ratings by time-spatial map

6. Conclusion

Proactive hazards identification and risks elimination is always safer and more cost-effective than reactive hazard management. Designers, architects, engineers and contractors have a big influence on the health and safety of site workers. Since the adoption of the Government Regulation 510/2001 (transposition of EU Directive), Slovakian building designers are required to consider health and safety in their designs. Full occupational safety risk analysis of a construction project should be covered in health and safety plan of a construction project. Designers fall short of satisfying this obligation and most contractors often neglect the proper implementation of health and safety plans. They see these health and safety plans as merely a burdensome requirement that they must fulfil in order to avoid government fines. In this paper is presented the approaches to occupational safety risks analysis in construction and the methodology is applied on construction of Aupark Centre in Košice.

This article presents a partial result of projects VEGA No 1/0840/11 „Multi-dimensional approaches supporting integrated design and delivery of construction projects” and KEGA No 124-038TUKE-4/2010 „Skills development for virtual design and management of construction based 5D technologies“.

References

- [1] Murie F.: Building safety – An international perspective, International Journal of Occupational and Environmental Health, vol. 13, no 1, 2007, pp. 5-11.
- [2] Fung I.W.H., Tam V.W.Y., Lo T.Y., Lu L.L.H.: Developing a risk assessment model for construction safety, International Journal of Project Management, vol. 28, no 6, 2010, pp. 593-600.
- [3] Wang W., Liu J., Chou S.: Simulation-based safety evaluation model integrated with network schedule, Automation in Construction, vol. 15, no 3, 2006, pp. 341-354.
- [4] Lingard H., Rowlinson S.: Occupational health and safety in construction project management, Spon Press, New York 2005.
- [5] Teo E.A.L., Ling F.Y.Y., Chong A.F.W.: Framework for project managers to manage construction safety, International Journal of Project Management, vol. 23, no 4, 2005, pp. 329-341.
- [6] 92/57/EEC: Council Directive – temporary or mobile construction sites, <http://osha.europa.eu/en/legislation/directives/sector-specific-and-worker-related-provisions/osh-directives/15> (20 June 2011).
- [7] Chao E.L., Hensaw J.L.: Job hazard analysis, OSHA Publication 3071, Occupational Safety and Health Administration, US Department of Labor, Washington 2002.

-
- [8] Carter G., Smith S.D.: Safety hazard identification on construction projects, ASCE, Journal of Construction Engineering and Management, vol. 132, no 2, 2006, pp. 197-205.
 - [9] Tixier J., Dusserre G., Salvi O., Gaston D.: Review of 62 risk analysis methodologies of industrial plants, Journal of Loss Prevention in the Process Industries, vol. 15, no 4, 2002, pp. 291-303.
 - [10] Gangolells M., Casals M., Forcada N., Roca X., Fuertes A.: Mitigating construction safety risks using prevention through design, Journal of Safety Research, vol. 41, no 2, 2010, pp. 107-122.
 - [11] Rozenfeld O., Sacks R., Rosenfeld Y., Baum H.: Construction job safety analysis, Safety Science, vol. 48, no 4, 2010, pp. 491-498.
 - [12] Kozlovská M.: Space-time analysis of building process safety risks, Quality, Environment, Health Protection and Safety Management Development Trends, Tribun EU, Brno 2008, pp. 154-159.
 - [13] Dundová Z.: Time-spatial analysis of construction site safety risks, Diploma thesis, TUKE Stavebná fakulta, Košice 2011.
 - [14] References of the construction company SkyBau Ltd. Žilina, <http://www.skybau.sk/index.php?idr=264&zobraz=referencie&reportaz=264> (20 June 2011).

Eva KRÍDLOVÁ BURDOVÁ¹
Silvia VILČEKOVÁ²
Technical University of Košice

THE ENVIRONMENTAL ASSESSMENT OF OFFICE BUILDINGS IN SLOVAKIA

The Slovak building environmental assessment system has been processed. The main fields and relevant indicators are proposed on the base of available experience database analysis from environmental, social and economic performance of buildings. The existing systems and methods used in many countries were the base of new system development. The developed building environmental assessment system (BEAS) deals with evaluation of site selection and project planning, building construction, indoor environment, energy performance, waste and water management. The aim of paper is introduced the BEAS developed in Slovakia. The paper also presents the evaluation of selected office buildings in the phase of their conceptual design.

1. Introduction

Due to an increasing awareness of the effects of the contemporary development model on climate change and the growing international movement towards high performance buildings, the current paradigm of building is changing rapidly. Such change is affecting both the nature of the built environment as well the actual method of designing and constructing a facility. This newly emerging approach differs from established practice in the following important ways: by selecting project team members on the basis of their eco-efficient and sustainable building expertise; increased collaboration among the project team members and other stakeholders; greater focus on global building performance than on building systems; a strong emphasis on environmental protection for the whole life-cycle of a building; careful consideration of worker health and occupant health and comfort throughout all phases; scrutiny of all decisions for their resource and life-cycle implications; the added requirement of building commissioning, and a real emphasis on reducing construction and demolition waste [1, 2]. Appropriate choice of distribution system can ensure

¹ eva.kridlova.burdova@tuke.sk

² silvia.vilcekova@tuke.sk

the quality of air at lower air exchange. To ensure air quality in indoor environment of buildings contributes significantly to the effective choice of an appropriate distribution of ventilation [3]. The assessment of building environmental performance covers a wide range of issues and may involve not only a number of environmental, but also economical, social and cultural factors. The comprehensive assessment of buildings requires a multidisciplinary and multi-criteria approach which demands cooperation among civil engineers, architects, environmentalists and other experts from different areas of building environmental assessment.

In the past decade, integrated assessment systems, methods and tools have been developed and used in different countries for evaluating the sustainable performance of buildings. A variety of different tools exist for building components, whole buildings and whole building assessment frameworks. The tools cover different phases of a building's life cycle and take different environmental issues into account. These tools are global, national and, in some cases, local. A few national tools can be used as global tools by changing the national databases. Tools are developed for different purposes, for example, research, consulting, decision making and maintenance. These issues lead to different users, such as designers, architects, researchers, consultants, owners, tenants and authorities. Different tools are used to assess new and existing buildings [4].

The paper is organized as follows. Next section is focused on summarizing of building environmental assessment systems and tools used world-wide and developing the building environmental assessment system in Slovakia. The core of the paper started at section 3 with the environmental assessment system of office buildings located in the east of Slovakia.

2. Building environmental assessment systems and tools used world-wide

An important trend is the increasing number of tools world-wide that aim at making comprehensive environmental assessment of buildings and provide rating for simplified communication [5]. The most significant building environmental assessment systems used worldwide include: BREEAM (UK), Green Globes (Canada), LEED (USA), SBTool (international tool), CASBEE (Japan), HK-BEAM (Hong Kong), NABERS (Australia), LEnSE (EU), France HQE (France), E-audit (Poland), Protocollo ITACA (Italy) etc. [6]. The amount of information and tools are available to assist designers and builders in incorporating sustainable technologies and design strategies in their projects. In relation to existing tools, many reports [6, 7] present a description of the characteristics for a number of evaluation tools which are used for building and building materials, nationally and internationally.

3. Building environmental assessment tool in Slovakia

In the recent years the evaluation of building performance in terms of environmental, social and cultural aspects is also a discussed topic in the Slovak republic. The new building environmental assessment system has been developed at the Institute of Building and Environmental Engineering, at the Technical University of Kosice. The systems and tools used in many countries were based on the new system development for applications under Slovak conditions. The main fields and relevant indicators of building environmental assessment were proposed on the basis of available information analysis from particular fields of the building performance and also according to our experimental experiences. The foundation of system development was mainly based on the SBTool. BEAS is a multi-criteria system which included environmental, social and cultural aspects. The proposed fields and indicators respected and adhered to Slovak standards, rules, studies and experiments. The developed assessment system for Slovakia contains 6 main fields [8].

The methodology of the derivation of assessment indicator in BEAS has been performed according to a study [9]. An indicator list has been derived by a three-step process. In order to establish a comprehensive set of indicators of the building environmental assessment method for office buildings, a combination of reviewing existing methods of building environmental assessment used worldwide, valid Slovak standards and codes, and an academic research papers has been conducted. A three-step process has been conducted in this method. The first step, a full range of indicators relating to the sustainable building efficiency, has been collected through a wide-ranging literature review. In step 2, a draft indicator list has been selected from the full indicator list based on an in-depth analysis. In step 3, a questionnaire survey has been conducted in order to get the comment from the experts to refine the draft indicators. As a result, a final indicators list has been proposed. The final indicators list is presented for each main field of assessment in the next sections of this paper.

The hierarchy structure of proposed building environmental assessment system is shown. Main fields are:

- A – Site Selection and Project Planning,
- B – Building Construction,
- C – Indoor Environment,
- D – Energy Performance,
- E – Water Management,
- F – Waste Management.

Some of main fields have subfields, for example field marked as A has two subfields A1 – Site selection and A2 – Site development. Fields and subfields have determining indicators. The total number of the indicators is 52 [10-12].

The hierarchy structure allowed the use of multi-criteria analysis (MCA) for weight significance determination. MCA is a tool for the evaluation of effectiveness and decision support. The significance weight of proposed fields and indicators were determined by the mathematical method of the Analytic hierarchy process, the Saaty method and the Pairwise comparison method – Fuller method. The criteria weight was assigned using Saaty's matrix [13].

The weightings of criteria for multi-criteria analysis methods should be standardized and the condition holds that:

$$\left. \begin{array}{l} v = v_1, v_2, \dots, v_n \\ \sum_{i=1}^n v_i = 1 \\ v_i \leq 1 \end{array} \right\} \quad (1)$$

where: v_i – weight of i criterion,
 n – number of criterion.

In the Fig. 1 is shown indicators of assessment with their final weights.

Way of assessment

Each main field has several indicators which have the intent of assessment and the scale of assessment. This scale is from negative (–1 point), acceptable practice (0 point), good practice (3 point) and best practice (5 point). Result of each indicator is obtained so that the point from scale is multiplying with weight of indicator. The result is presented in last evaluative list in form of column graph and comprehensive tables [8].

Office buildings assessment

Buildings are long-lasting products which have huge impacts on the environment during their entire life. The design of buildings should take into consideration long-term environmental, social and economic benefits [14]. For the system verification was selected eight office buildings located in the east of Slovakia. In the Fig. 2 are shown results of buildings evaluation in the main fields and a total score of assessment for each main field. Office building marked as 1 is located in Snina, 2 is located in Spišská Nová Ves, 3 is located in Košice, 4 is located in Michalovce, 5 is located in Bardejov, and office buildings marked as 6, 7 and 8 are located in Košice.

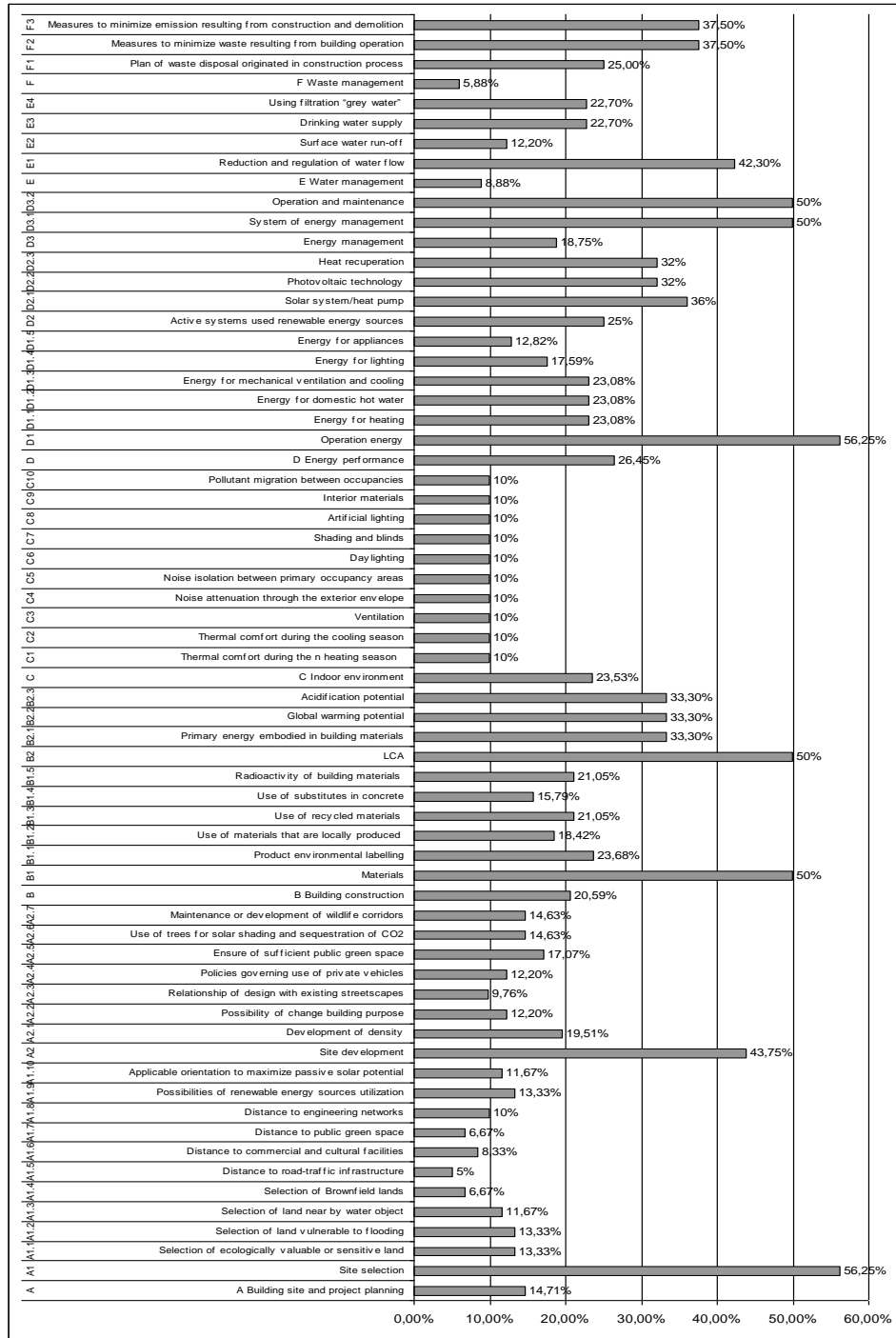


Fig. 1. Description of figure

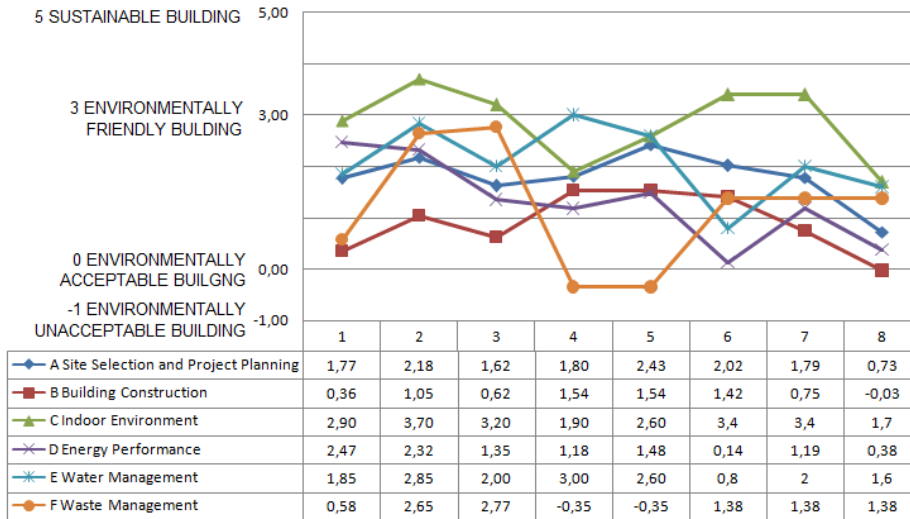


Fig. 2. Results of office buildings assessment

4. Results

In the Fig. 3 there is presented average result of assessment in column graph. The field „Site selection and project planning” obtained average value of 2,01; field „Building construction” value of 0,95; field „Indoor Environment” value of 3,21; field „Energy performance” value of 1,62; field „Water

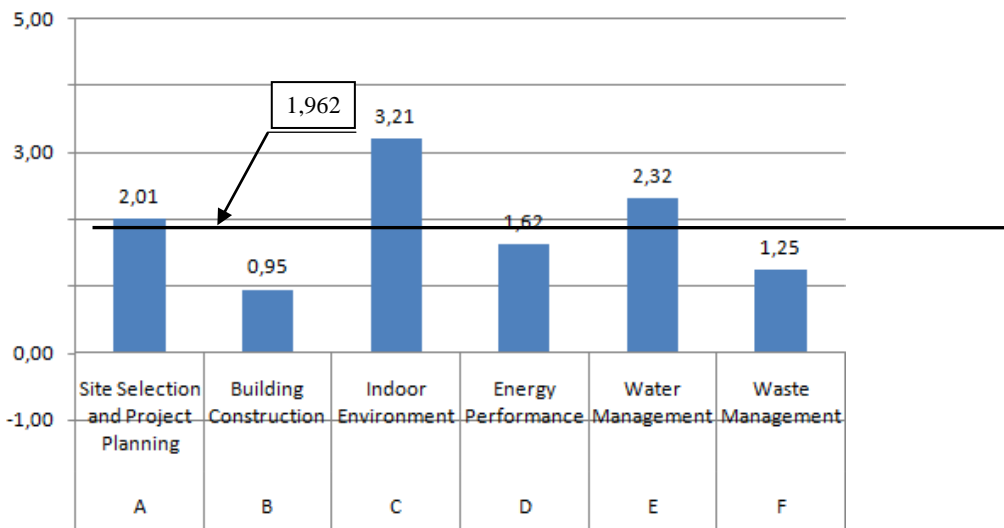


Fig. 3. Results of office buildings assessment

management” value of 2,32 and field „Waste management” value of 1,25. The total weighted buildings score is 1,96 which is classified as „Environmentally acceptable building” on the base of classification key shown in the Table 1. The results from the comprehensive environmental assessment of selected office it can assert, that it is necessary to propose measures to improve the environmental suitability and safety of the evaluated office buildings in all assessed fields.

Table 1. Classification key

Score	Category
-1	Environmentally unacceptable building
0	Environmentally acceptable building
3	Environmentally friendly building
5	Sustainable building

5. Conclusion

This paper presents the development of a building environmental assessment methodology and system that is intended to assist the design process. The proposed environmental assessment system of buildings applicable in Slovak conditions consists of 6 main fields and 52 relevant indicators. The basis of system development consists of systems and methods used in many countries, especially SBTool. The main fields are building site and project planning (14,71%), building constructions (20,59%), indoor environment (23,56%), energy performance (26,47%), water management (8,88%) and waste management (5,88%). The proposed fields and indicators respect Slovak standards, rules, studies and experiments. The weighting coefficients were developed to suit local conditions such as climate or to reflect the prioritized policies and will be modified for various type of buildings. This paper introduced a comprehensive method of identifying indicators for assessment in office buildings applying feasibility, completeness, effectiveness and multi-attribute decision making rules. The aim of this paper was also introduced the proposal and verification of BEAS. The percentage weights of significance were determined for proposed sub-fields and relevant indicators. The selected office buildings were evaluated from this point of view. The average score of assessed buildings is 1.96 which is classified as „Environmentally acceptable building”.

This study was supported by European Union Structural Funds (Grant code: ITMS 26220220064) and the Grant Agency of Slovak Republic to support of project No 004TUKE-4/2011, on the base of which the results are presented.

References

- [1] Kibert C.J.: Sustainable construction: Green building design and delivery, John Wiley & Sons, New Jersey, United States of America 2005.
- [2] Mateus R., Bragança L.: Sustainability assessment and rating of buildings: Developing the methodology SBToolPT, Building and Environment, 2011.
- [3] Nagy R., Senitková I: IAQ and distribution systems in school buildings, Roomvent 2007, FINVAC, Finland 2007.
- [4] Haapio A., Viitaniemi P.: A critical review of building environmental assessment tool, Environmental Impact Assessment Review, no 28, pp. 469-482.
- [5] Malmqvist T., Glaumann M.: Environmental efficiency in residential buildings: A simplified communication approach, Building and Environment, no 44, 2009, pp. 937-947.
- [6] Fowler K.M., Rauch E.M.: Sustainable building rating systems summary, Pacific Northwest National Laboratory, 2006.
- [7] Seo S.: International review of environmental assessment tools and databases, CRC Construction Innovation Building our Future, 2002.
- [8] Vilčeková S., Krídlová Burdová E.: Building environmental assessment, Science Monograph, 2010.
- [9] Yang Y., Li B., Yao R.: A method of identifying and weighting indicators of energy efficiency assessment in Chinese residential buildings, Energy Policy, no 38, 2010, pp. 7687-7697.
- [10] Vilčeková S., Krídlová Burdová E., Šenitková I.: Indoor environmental quality assessment, Selected Scientific Papers, Slovakia, vol. 3, no 2, 2008, pp. 25-33.
- [11] Krídlová Burdová E., Vilčeková S.: Verification of new building environmental assessment system in Slovakia, Clima 2010: 10th REHVA World Congress „Sustainable energy use in buildings”, 9-12 May, Antalya, Turkey 2010, pp. 1-8.
- [12] Vilčeková S., Krídlová Burdová E.: New approach to integrated assessment of buildings, International Scientific Conference „People, buildings and environment 2010”, 10-12.11.2010, Křtiny, Czech Republic – Brno, Akademické Vydavatelství CERM, pp. 317-323.
- [13] Saaty T.L.: Decision making with the analytic hierarchy process, International Journal of Services Sciences, no 1/1, 2008, pp. 83-98.
- [14] Wang N., Chang Y., Nunn Ch.: Lifecycle assessment for sustainable design options of a commercial building in Shanghai, Building and Environment, no 45, 2010, pp. 1415-1421.

Vlasta ONDREJKA HARBULÁKOVÁ¹

Nadežda ŠTEVULOVÁ¹

Martin REPKA¹

Technical University of Košice

Alena LUPTÁKOVÁ²

Slovak Academy of Science

STUDY OF DIFFERENT TYPES OF CORROSION PROCESSES SIMULATED IN MODEL CONDITIONS

Existing evidence has shown that in many concrete structures exposed to aggressive aqueous environments corrosion problems are present. In places like marine environments, sewers, agricultural structures, underground and hydraulic structures, chemical plants, industrial structures, liquid-containing structures these problems are especially very well visible. Degradation mechanisms such as alkali silica reaction, chloride penetration, carbonation, acid corrosion, leaching etc. have necessitated the renewal of complete structures. Leaching and acid corrosion mechanisms were chosen for detailed study and partial results are present in this paper. Concrete samples without coal fly ash addition and as well as sample with addition of 5% resp. 10% of coal fly ash were used for experiment. Paper is aimed on study and evaluation of chemical corrosion and leaching due to sulphuric acid/distilled water influence on concrete samples. After the experiment of exposure of concrete samples to these different environments the concrete surface changes and the pH values changes of leachate were measured and evaluated.

1. Introduction

Cementing materials were used widely in the ancient world. The Egyptian used calcined gypsum as cement. The Romans found that cement could be made with set under water and this was used for the construction of harbours. The cement was made by adding crushed volcanic ash to lime, and was later called a „pozzolanic” cement [1].

Additives and admixtures are used to improve the properties of the concrete. Fly ash can be one of the admixtures and it is used to influence the

¹ vlasta.harbulakova@gmail.com

² luptakal@saske.sk

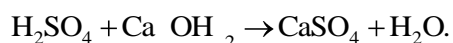
properties of new or hardened concrete or to gain some special features [2]. Fly ash is obtained by electrostatic or mechanical separation of dust-like particles from the flue gases of furnaces fired with coal or lignite at 1100 to 1400°C. Fly ash is a fine powder, which is mainly composed of spherical glassy particles mainly consisting of SiO₂ and Al₂O₃ and at least of 25% active SiO₂, which is responsible for pozzolanic activity (latent hydraulicity). Depending upon the type of boiler and the type of coal, siliceous and calcareous fly ashes with pozzolanic and/or latent hydraulic properties are produced [3]. Thanks to this feature it is classified as so called additive type II, which alike presents hydraulic activity concrete [4].

Approach to the structural changes of concrete samples as well as biofilm analysis include many methods, including microscopy, which plays the paramount role in surface and intersurface characterizing techniques. There has been an increasing application of microscopic methods in general over the past years due to the possibility of coupling them with automated digital on-line image acquisition and image analysis methods [5].

The concrete degradation is common in structures located in aggressive environments and subject to, for instance, sulphate attack, chloride penetration or leaching.

In this paper, simulation of leaching process in concrete was made by inserting the concrete samples into the distilled water. According to Moskvin [6] classification it is corrosion so called the I type corrosion. Leaching in concrete is the process by which soluble material is extracted from the concrete by flowing water. The water may flow over the concrete surface or percolate through cracks. Water readily extracts sodium and potassium hydroxide from the concrete pore fluid, lowering the pH; it is also progressively dissolves calcium hydroxide and decomposes calcium silicate hydrate (C-S-H), ettringite and others.

The II type corrosion – acidic corrosion, was simulated using 0,5% H₂SO₄ solution. All 3 types of prepared concrete samples were partly immersed into the sulfuric acid. Concrete is in general insufficiently resistant against liquid with pH < 7. When sulphuric acid reacts with concrete it leads to neutralization among its and other hydration products of cement, for example calcium hydroxide as is in Eqn.:



Our previous work was aimed on study of the biocorrosion degree of concrete samples exposed to the model conditions [7, 8]. In others works we were oriented on the investigation of biodeterioration of concrete in sewer pipes [9, 10]. In this paper the influence of H₂SO₄ and distilled water as a comparative study were simulated and consequently evaluated. This simulation were

processes on 6 concrete samples prepared using different mixture. Some of them were prepared according to classic recipe, in some of them the cement was replaced for 5% respectively 10% coal fly ash. In this paper were pH changes in each leachate the corrosive effect were assessed. Among other things the visual changes were observed.

2. Material and methods

2.1. Concrete samples and liquids

Concrete samples without coal fly ash addition (reference samples 1,4) and as well as sample with addition of 5% (samples 2,5) or 10% of coal fly ash (samples 3,6) were used for experiment. Used coal fly ash with volumetric weight of 2381 kg/m³ originates from black coal's burning process in Kosice city heating plant (Teplaren Kosice a.s. TEKŇO).

Distilled water used in experiment was prepared using ELGA – PURELA OPTION apparatus in the Laboratory of Institute of Geotechnics, Slovak Academy of Science in Kosice as well as The solution of 0,5 M H₂SO₄ were prepared by dissolving of 98% H₂SO₄ of analytical grade in distilled water. Simulation of leaching process in concrete was made by inserting the concrete sample into the distilled water and acidic corrosion were simulated using 0,5% H₂SO₄ solution as is shown in Tab. 1.

Table 1. Characterization of concrete samples used for experiment

Concrete samples			
Distilled water		0,5% H ₂ SO ₄	
1	0% coal fly ash	4	0% coal fly ash
2	5% coal fly ash	5	5% coal fly ash
3	10% coal fly ash	6	10% coal fly ash

Concrete cylinder samples of a 32 mm diameter and 15 mm height formed as a drilled core from concrete cube (150 x 150 x 150 mm) using drilling mechanism STAM were used for experiment. The cylinder specimens were rid of impurity and polished.

2.2. Methodology

Experimental part was aimed on study and evaluation of chemical corrosion and leaching due to sulphuric acid/distilled water influence on concrete samples (with/without coal fly ash replacement). This observation was under way in model conditions and selected liquid media presents 2 models of corrosion:

- distilled water (pH values <5,5-6,3>) – corrosion caused by leaching,
- 0,5% solution of H₂SO₄ (pH values <0,9-1,0>) – acid corrosion.

The volumes of both liquids in the start of experiment were 20 ml. Experiments runs in 5 consecutive cycles. Each of the cycle consists of 3 phases: 7 days of liquid media effect, 2 days of drying at room temperature and afterwards removing of precipitations by little brush. During the first 7 days of each cycle runs the daily pH values measurements of liquid phases.

Measurements of pH of liquid phases were realized using the pH-meter PHM210 MetLab. The pH values were monitored every 24 hours during five 7-days cycles. The changes of concrete surface were observed before and after experiments by mineralogical stereomicroscope STM 723 ZOOM with the combination of digital camera Olympus – C-770 Ultra Zoom.

3. Results and discussion

Concrete samples surfaces exposed to effect of distilled water were not noticed considerably surface changes. The surfaces changes of selected concrete samples immersed into sulphuric acid are depicted in Tab. 2. As is seen from the pictures after experiments the formation of precipitations on the concrete samples surface is visible. Except this white crystals and slight amount of orange precipitations were observe on non-immersed part of the samples (top part). These parts were not immersed, but liquid phase rise up by capillary action from the bottom to the top of the samples. So this top part was „wet“ too and the solution of H₂SO₄ should continue to effect. Considerably amounts of orange and white crystals were observed on the immersed part of the samples. The largest amount of precipitations were confirm in case of sample 1 (without coal fly ash replacement).

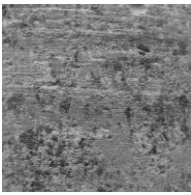
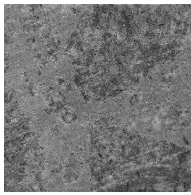
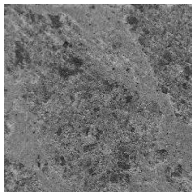
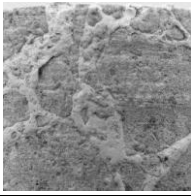
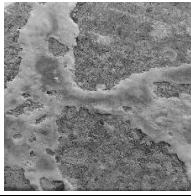
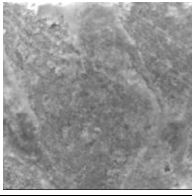

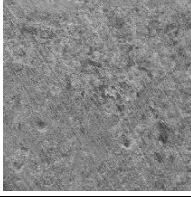
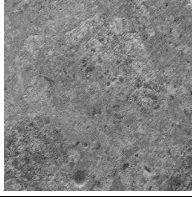
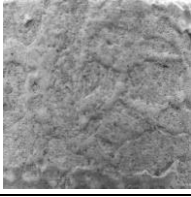
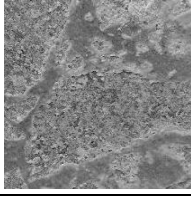
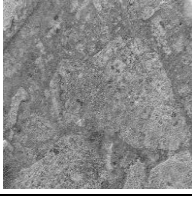
The pH values changes of each selected liquid phases in the beginning of chemical corrosion experiment and after 30 minutes from the start of samples immersing are shown in the Fig. 1.

These results are for simulation of both leaching (samples 1-3) as well as acid corrosion (4-6) after first 7-day cycle. The highest changes under these conditions were in case of distilled water, especially sample 1 without coal fly ash additions ($\Delta\text{pH} = 4,16$). The pH changes were less visible: 2,79 (sample 2); 2,97 (sample 3) in case of liquid phases of samples with coal fly ash additions.

Very small changes of pH values were noticed in each samples immersed into solution of 0,5% H₂SO₄, which were around 0,13.

The pH values changes of each selected liquid phases in the concluding i.e. fifth 7-day cycles in the beginning of chemical corrosion experiment and after 30 minutes from the start of samples immersing are shown in the Fig. 2.

Table 2. The surface changes of concrete samples without and with coal fly ash immersed into 0,5% H₂SO₄ solution after the experiment termination

Sample		0,5% H ₂ SO ₄ solution		
		side	bottom	top
No 1 0% coal fly ash	B			
	A			
No 6 10% coal fly ash	B			
	A			

B – before experiment, A – after experiment

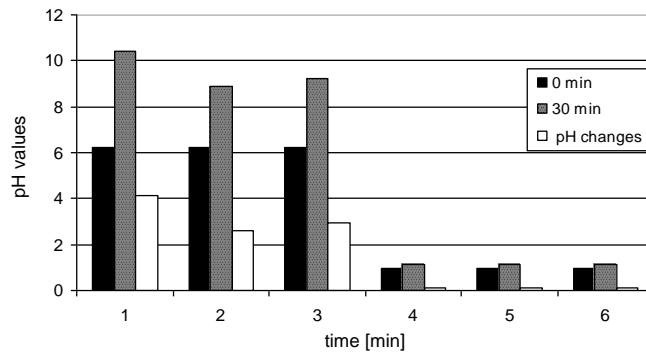


Fig. 1. pH values changes after first 7-day cycle (conditions before experiment: distilled water pH = 6,25; 0,5% H₂SO₄ pH = 1,0)

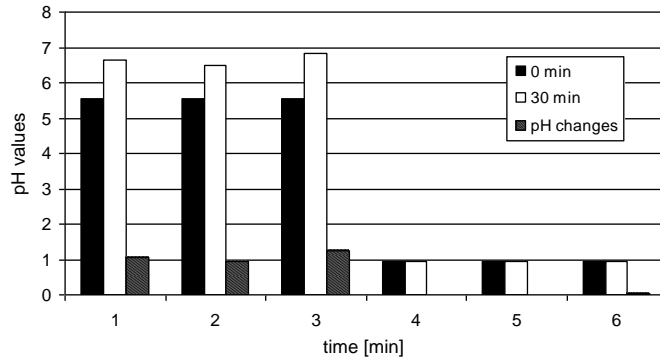


Fig. 2. pH values changes after fifth 7-day cycle (conditions before experiment: 0,5% H_2SO_4 pH = 0,93; distilled water pH = 5,56)

In case of distilled water the increase of measured pH were only in their first 30 minutes of each cycle. Afterwards the increase stopped and until end of cycle (during next 7 days) and no change of pH values had been observed (data not shown here). Fig.1 and Fig. 2 comparison shows that the pH changes values gradually decreased. After the experiment the measured values for sample 1; 2; 3 were 1,07; 1,32 and 1,26.

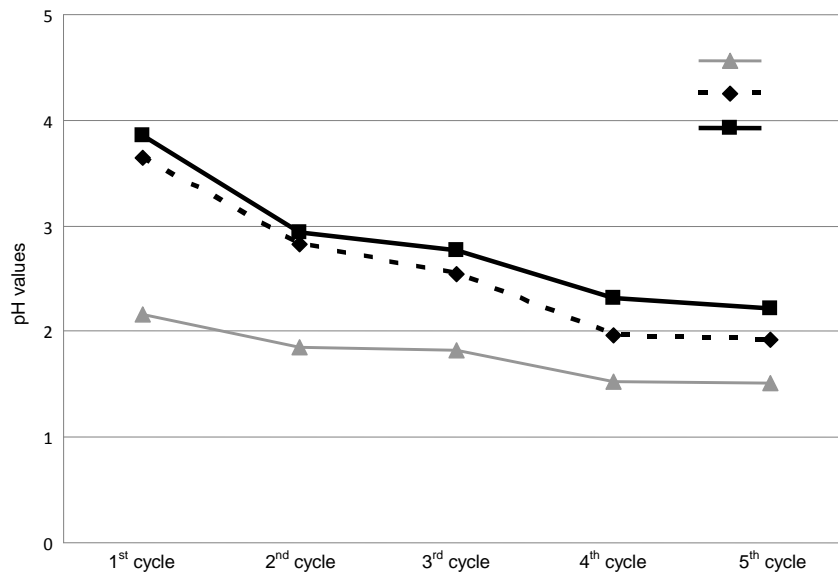


Fig. 3. The values of leachate of pH of liquid phase after ending the 1-5 cycle with using 0,5% H_2SO_4 solution

Considering H_2SO_4 the situation was reverse. pH changes in the first 30 minutes in each cycle were very low, which is showed in Fig.1 and Fig. 2 comparison (samples 4-6). Consequently from the 1 to 7 day of each cycle the pH value changes increase. For discussion the sample 4 were chosen. Measured values of pH of sample 4 leachate before experiment are: 1st cycle pH = 1,0; 2nd cycle pH = 0,96; 3rd cycle pH = 0,98; 4th cycle pH = 1,0; 5th cycle pH = 0,93 and after experiment are: 1st cycle pH = 2,16; 2nd cycle pH = 1,85; 3rd cycle pH = 1,82; 4th cycle pH = 1,52; 5th cycle pH = 1,51.

The final pH values of liquid phases after ending of each cycles for samples 4-6 (using H_2SO_4 solution) are shown in Fig. 3.

The endings pH values from 1 to 5 cycles of acid corrosion simulation (using H_2SO_4) evinced decrease trend as it seen from the Figure 3. The lowest pH value after experiment were measured for the sample without coal fly ash addition (sample 4; pH = 1,51) and the highest pH value were measured for sample with 10% coal fly ash addition (sample 6; pH = 2,22).

4. Conclusion

The effect of 0,5% H_2SO_4 solution on concrete samples leads to significant surface changes. It is proven by creation of white and orange precipitations. The largest amount of them was observed in case of sample 4 (without coal fly ash addition).

The study of pH values changes of liquid phases follows that after the immersing the concrete samples into the distilled water the concentration of OH^- ions in the media increased, so pH values rise into alkali region to values 10,41 (sample 4); 8,86 (sample 5); 9,22 (sample 6).

The contact between sulphuric acid and concrete leads to neutralization. H^+ ions are consumed and it goes to alkalization of the solution. The layer of precipitations was created step by step on the concrete samples surface and it prevented the access of the corrosive solution into the concrete. It probably caused that the pH values during the each cycles increase, but the final values of the cycles had decreasing character.

This work was supported by the Scientific Grant Agency No 2/0166/11.

References

- [1] Winter N.: Understanding cement, WHD Microanalysis Consultant, United Kingdom 2009.
- [2] Bajza A., Rousekova I.: Concrete technology, JAGA, Bratislava 2006.
- [3] Zajicek M.: Concrete admixtures – categories, properties and utilization, Proc. of the Concrete Production, Banska Bystrica 2008.

-
- [4] Roberts D.J., Nica D., Zu O.G., Davis J.L.: Quantifying microbially induced deterioration of concrete: initial studies, *International Biodeterioration & Biodegradation*, vol. 49, 2002, pp. 227-234.
- [5] Wolf G.: Optical and spectroscopic methods for biofilm examination and monitoring, *J. Environmental Science and Technology*, vol. 1, 2002.
- [6] Moskvín V.M.: Corrosion of concrete and reinforced concrete. Methods of protection, Moscow 1980.
- [7] Estoková A., Ondrejka Harbuláková V., Luptáková A., Prascáková M., Številová N.: Sulphur oxidizing bacteria as the causative factor of biocorrosion of concrete, *Chemical Engineering Transactions: Selected Papers of ICheaP-10*, vol. 24, 2011, pp. 1-6.
- [8] Estoková A., Ondrejka Harbuláková V., Luptáková A., Prascáková M., Številová N.: The investigation of resistibility of cement composites against biological activity, *37th IAHS World Congress on Housing Science: Design, technology, refurbishment and management of buildings*, 26-29 October 2010, Santander: University of Cantabria, Spain 2010, pp. 1-8.
- [9] Ondrejka Harbuláková V., Estoková A., Številová N.: The investigation of concrete' biodeterioration in sewer pipes, case study, *Pollack Periodica*, vol. 5, no 1, 2010, pp. 87-95.
- [10] Ondrejka Harbuláková V., Luptáková A., Estoková A., Številová N.: Changes of porosity and roughness of concrete surfaces due to microbial corrosion, *JCCE – Journal of Chemistry and Chemical Engineering*, vol. 5, no 3, 2011, pp. 241-245.

Lenka PALAŠČÁKOVÁ¹
Adriana EŠTOKOVÁ²
Magdalena BÁLINTOVÁ³
Technical University of Košice

PHOSPHOROUS CONTENT EVALUATION IN CEMENTS IN SLOVAK REPUBLIC IN FRAME OF ECO-LABELLING PROCESS

Phosphorous enters the clinker minerals and negatively affects the phase composition clinker, and thus the quality of cement. In environmental point of view, phosphates coming into the water cause the eutrophication processes. The environmental criteria including phosphorous content for materials and products are stated assessment of type I which determines is the most used evaluation process in Slovak Republic. Cements are one of the building product groups for which the required criteria are stated and the national eco-label is possible to obtain. Cements supplied on the market must fulfil the basic requirements stated by technical norms and regulations in order to achieve certain properties in concrete and human safety. Cements environmental criteria within the certification process include requirements for limit value of phosphorous (less than 3% of P_2O_5). The content of phosphorous expressed as P_2O_5 was in all measured cement samples less than stated limit in eco-labelling process.

1. Introduction

Environmental assessment and labelling of products is a voluntary environmental management tool. The environmental assessment of products should be a factor of importance in term of protection of the environment and human safety and may be performed at different levels with varying degrees of precision, and with special attention directed to different environmental effects, depending on the particular purpose and scope of the study.

There are three types of environmental assessment of building materials used nowadays [1]:

- type I a voluntary, multiple-criteria based, third party program that awards a license that authorizes the use of environmental labels on

¹ lenka.palascakova@tuke.sk

² adriana.estokova@tuke.sk

³ magdalena.balintova@tuke.sk

products indicating overall environmental preferability of a product within a particular product category,

- type II informative environmental self-declaration claims,
- type III voluntary programs that provide quantified environmental data of a product, under pre-set categories of parameters set by a qualified third party and based on life cycle assessment, and verified by that or another qualified third party.

Environmental assessment of type I which determines the criteria for materials and products is the most used evaluation process in Slovak Republic [1]. The eco-labelling is realized in Slovakia within the National Program of Environmental Assessment and Eco-labelling, approved by government of Slovak Republic in 1996 and amended in 2004. The national eco-labelling program is based on the Regulation No 880/92/EEC on a Community eco-label award scheme and on the Regulation No 1980/2000 of the European parliament and of the council of 17 July 2000 on a revised Community eco-label award scheme. The methodology of environmental assessment and eco-labelling in Slovakia is stated by law No 217/2007 and No 469/2002 on environmental assessment and eco-labelling and Notice No 258/2003 [2, 3].

The Slovak national eco-label award scheme is designed to:

- promote products which have a reduced environmental impact compared with other products in the same product group,
- provide consumers with accurate and scientifically based information and guidance on products.

Product labelling (eco-labelling) is based on creating a competitive environment in the market between products with comparable characteristics. The process of the evaluation results in eco-labelling, which is performed by an independent third side. The criteria for each product group have been identified on the basis of comprehensive studies of the environmental aspects related to the entire life cycle of the product. The label may be awarded to products which contribute significantly to improvements in relation to key environmental aspects. Eco-label criteria must be established by product group and be based on the product's prospects of market penetration, the technical and economic feasibility of the necessary adaptations and on the potential for environmental improvement. Eco-label certifies that the product is up to specific requirements in terms of environmental protection compared to other products of the same product group. The eco-label certification does not mean that the product has no impact on the environment, but ensures that the product is manufactured friendly manner and affects the environment less than other comparable products on the market [4].

Environmental requirements for products in Slovakia are specified in Notice, which are issued by the Ministry of the Environment of Slovak republic. Today there are seven groups of the building product for which are issued the specific requirements.

Cements are one of the building product groups in Slovak republic for which the required criteria are stated and the national eco-label is possible to obtain [1]. Notice of special requirements for the obtaining of national eco-label Environmentally Friendly Product No 04/2009 for group of cement products [5] characterize the cements as a mineral binder in powder form, which set to become solid when, mixed with water in a hydrating process and is produced from raw materials – limestone and clay. In the Notice, there are stated basic and specific environmental requirements as well as the methods to demonstrate compliance with these requirements.

The basic requirements including the technical standards, universal legislation on the protection of human health, consumer protection, the placing of chemicals and chemical products on the market and on legislation regarding the protection and care of the environment related to the product, its production, use and disposal must be fulfilled for all cements in Slovak republic.

The specific environmental criteria for the cements stated in the Notice are above standard criteria in terms of environmental issues and these specific criteria include [5]:

- the energy consumption limitation for burning process: 3600 MJ/t sinter,
- the alternative of the fossil fuel in combustion process by wastes or alternative fuel is required to be at least of 30% while respecting the requirements for waste incineration in cement furnace,
- carbon monoxide CO emissions must not exceed the value of 2000 mg/m³ by burning process,
- odors resulting from the use of wastes in production mustn't burden the surrounding environment and population,
- the maximum value of ²²⁶Ra mass activity mustn't exceed the limit value of 100 Bq/kg and the maximum value of the equivalent activity a_{ekv} mustn't exceed the limit value of 250 Bq/kg,
- the maximum allowable index of mass activity of natural radionuclides in building products $I = 1$, in accordance with special regulation,
- the content of phosphorous in cement expressed as phosphorous pentoxide P₂O₅ must be less than 3%,
- the content of water soluble Cr^{VI} in the packed cements with accordance with STN EN 196-10 must be less than 1,8 mg Cr^{VI} to 1 kg of cement.

The content of chromium in cements produced in Slovak Republic was studied in our previous works [6, 7] and there was exceeded the required limit in case of at about 30% of measured cements. This paper presents the part of the results of the study focused on the phosphorous content in cements produced in Slovakia.

The high content of phosphorous causes the main problem in burning the organic waste rich in organic phosphorus in a cement kiln. These include bone, muscle and entrails of animals processed into meat and bone meal in the autoclave at a rendering plant. Meat and bone meal may be fed to cement kilns

scattered in the stream of air or fuel and the particles in the furnace burns spontaneously and ash particles, formed by calcium phosphate, especially in the form of mineral hydroxyl apatite, then react with the clinker in the whole its content [8]. P_2O_5 enters the clinker minerals and negatively affects the phase composition clinker, and thus the quality of cement [9]. In practice, the cement burns so far only the amount of organic waste rich in phosphorus, so a negative effect on the properties of clinker occurred only to a limited extent. Oversized amount of phosphates and nitrogen compounds in water environment cause the rapid growth of plants, especially algae. Excessive growth of certain plants violates the natural biological balance in the water. This process is called eutrophication of water [10].

2. Materials and methods

The most often used types of cements of selected Slovak producers A, B and C was assessed in this study. The cements of type CEM I – Portland cements, CEM II – Portland composite cements, CEM III – Blastfurnace cements and MC – Cement mortar were used for the experiments. The more detailed characteristics of studied cement composition are in Tab. 1.

Table 1. The characteristics of assessed cement types [11]

	Sample	Type of cement	Composition
Producer A	1	CEM I 42.5 N	Portland cement – contains only clinker and no other single constituents
	2	CEM II/A-LL 42.5 R	Portland limestone cement contains from 6 to 20% of limestone
	3	CEM II/B-M 32.5 R	Portland composite cement contains slag and limestone
	4	CEM III/A 32.5 N	Blastfurnace cement contains from 36 to 65% of slag
Producer B	5	CEM I 42.5 N	Portland cement – contains only clinker and no other single constituents
	6	CEM II/B-M 32.5 R	Portland composite cement contains slag and limestone
	7	MC 12.5	Universal cement binder to produce mortars and plasters
Producer C	8	CEM I 42.5 N	Portland cement – contains only clinker and no other single constituents
	9	CEM II /B-S 42.5 N	Portland composite cement contains slag, fly ash and limestone
	10	CEM III /A 32.5 N	Blastfurnace cement contains from 36 to 65% of slag

Other than for CEM I, the following codes are necessary in order to interpret the cement types: the suffix A means a low level of addition of the mineral addition and the suffix B means a high level of mineral addition. For CEM III blastfurnace cements, suffixes A and B indicate increasing proportions

of slag. For the CEM II cement type, codes for the second main constituent (for example: blastfurnace slag, silica fume, pozzolana, fly ash) are specified as follows: L or LL – limestone (LL means high-purity limestone), S – blastfurnace slag, M – two or more of the constituents. The standard strength classes of studied cements based on the minimum 28-day mortar were 32,5 and 42,5 MPa. Additionally, early strength development was indicated by a suffix N (Normal early strength) and R (High early strength) [11].

The cement samples were prepared as pressed pellets with diameter of 32 mm by mixing of 5 g of cement and 1 g of dilution material (M-HWC) and pressed at pressure of 10 tons. The chemical composition of cements were then determined by X-ray fluorescence spectrometry using SPECTRO iQ II (Ametek, Germany) with silicon drift detector SDD with resolution of 145 eV at 10 000 pulses. The primary beam was polarized by Bragg crystal and Highly Ordered Pyrolytic Graphite – HOPG target. The samples were measured during 300 s at voltage 25 kV and 50 kV respectively and at current of 1,0 mA and 0,5 mA under helium atmosphere by using standardized method of fundamental parameters for cement pellets.

The selected cement samples were tested for phosphorous releasing into the water environment in accordance with STN EN 196-10 Methods of cement testing (Appendix C) [12]. Cement sample was prepared by mixing the same mass of cement and ultra-pure water (Rowapur 8) with conductivity of 5,72 $\mu\text{S}/\text{cm}$ and pH of 6,81 during 15 minutes at laboratory temperature. The prepared cement paste was separated by vacuum filtration through the glass filter with porosity 4 (Morton). The obtained filtrate was adjusted to final volume of 250 ml and the content of the phosphorous in cement leachates was measured by spectrophotometry by using Colorimeter DR/890 (Hach Lange, Germany).

3. Results and discussion

The chemical composition of studied Slovak producer's cement samples measured by XRF spectroscopy is in Tab. 2 and it is similarly to the chemical composition of the ordinary Portland cements. The measured phosphorous pentoxide average concentrations are summarized in Tab. 3.

The phosphorous pentoxide content vary from 0,04% mass to 0,64% mass. The highest concentration of phosphorous pentoxide was measured for the sample 2 of producer A (CEM II/A-LL 42.5 R – Portland limestone cement). The least content of phosphorous pentoxide was measured for the sample 7 of producer B (MC 12.5 – Universal cement binder to produce mortars and plasters).

Table 2. Chemical composition of the studied cement samples [% mass]

Oxides [% mass]	Producer A				Producer B			Producer C		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MgO	1,60	2,04	2,19	4,89	2,10	2,30	1,96	3,82	5,62	6,13
Al ₂ O ₃	4,19	4,68	4,51	5,50	4,31	4,99	2,09	4,29	5,46	5,39
SiO ₂	18,59	19,07	19,17	26,72	19,84	17,19	9,20	19,31	26,03	28,60
SO ₃	3,31	3,10	3,16	2,25	2,96	2,61	2,17	3,26	3,22	3,34
Cl	0,04	0,04	0,02	0,02	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	0,01
K ₂ O	1,16	1,08	1,01	0,82	0,59	0,43	0,20	0,53	0,54	0,51
CaO	55,62	57,57	52,76	49,15	62,05	55,07	56,82	56,62	52,85	48,04
TiO ₂	0,21	0,22	0,21	0,25	0,26	0,47	0,14	0,21	0,30	0,23
MnO	0,03	0,04	0,07	0,24	0,17	0,11	0,04	0,38	0,45	0,43
Fe ₂ O ₃	2,66	2,77	2,28	1,63	3,01	2,44	1,60	3,30	2,46	1,58

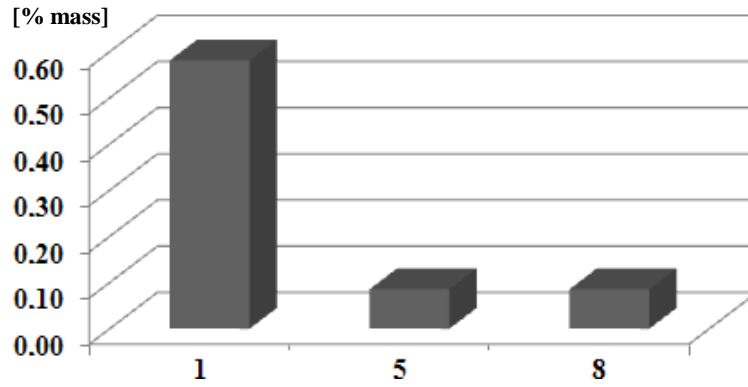
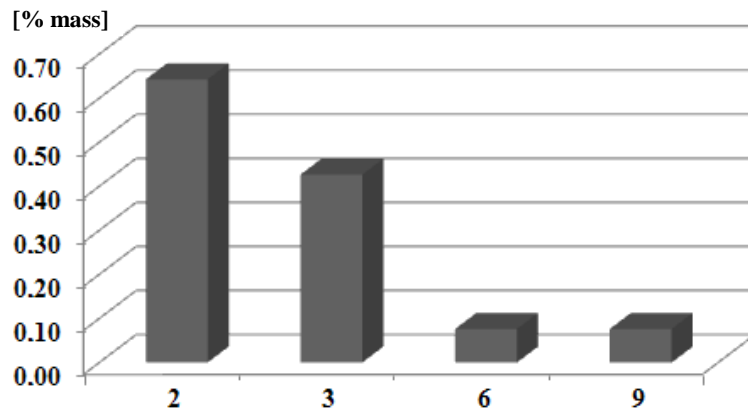
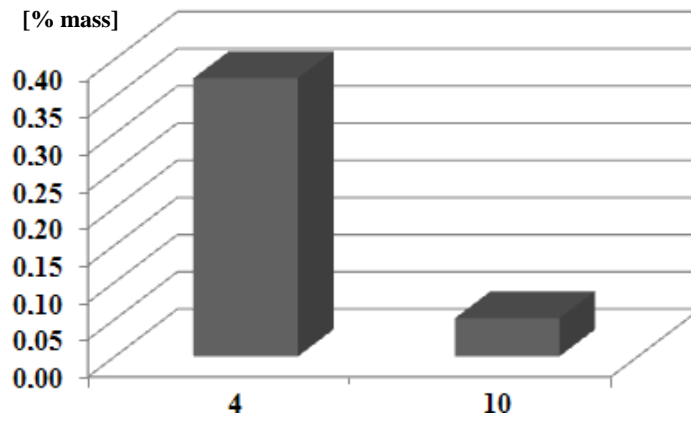
Table 3. P₂O₅ content in studied cement samples

Sample	Type of cement	P ₂ O ₅ [% mass]
1	CEM I 42.5 N	0,58
2	CEM II/A-LL 42.5 R	0,64
3	CEM II/B-M 32.5 R	0,43
4	CEM III/A 32.5 N	0,37
5	CEM I 42.5 N	0,09
6	CEM II/B-M 32.5 R	0,08
7	MC 12.5	0,04
8	CEM I 42.5 N	0,09
9	CEM II /B-S 42.5 N	0,08
10	CEM III /A 32.5 N	0,05

When comparing to the specific requirements in the process of Slovak eco-labelling, where the maximum value of phosphorous content in cements is 3% mass of P₂O₅ [5], the measured values of phosphorous pentoxide content were several fold lower than eco-labelling limit for all measured samples. So these cements fulfill the eco-labelling requirements related to the concentration of phosphorous in cements.

The comparison of phosphorous pentoxide content in cements samples of type CEM I produced by various producers is illustrated in Fig. 1, Fig. 2 illustrate the comparison of the P₂O₅ content in CEM II samples and Fig. 3 presents the P₂O₅ content in CEM III cements samples.

The highest values of phosphorous pentoxide content were measured in cements of producer A. Lower values of the content of phosphorous pentoxide were measured in cements from producers B and C. That means that the content of phosphorous pentoxide depends on producing of these cements and especially depends on burning of the organic waste rich in organic phosphorus in a cement kiln.

Fig. 1. Phosphorous content expressed as P₂O₅ in CEM I cementsFig. 2. Phosphorous content expressed as P₂O₅ in CEM II cementsFig. 3. Phosphorous content expressed as P₂O₅ in CEM III cements

The cements samples of Slovak producer C with low phosphorous content (samples 8, 9 and 10) were chosen for study of phosphorous leaching into the water environment. The measured concentrations of phosphorous expressed as P_2O_5 in water leachates range from 1,123 mg/l to 1,558 mg/l. The highest concentration of phosphorous was measured for the sample 9 (CEM II/B-S 42.5 N – Blastfurnace cement). The least content of phosphorous was measured for the sample 10 (CEM III/A 32.5 N – Blastfurnace cement). The comparison of phosphorous concentrations in water leachates are in Fig. 4.

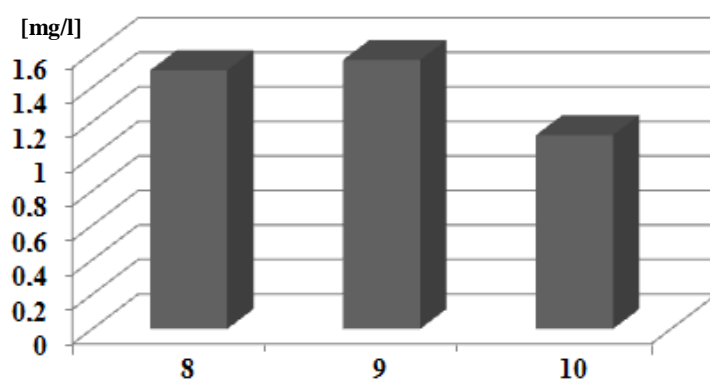


Fig. 4. Phosphorous (P_2O_5) concentrations in water leachates

Measured phosphorous concentrations in water leachates were counted over to the mass content related to the cement samples and compares to the initial mass content of phosphorous pentaoxide in cement samples. Comparison of phosphorous in cement pellets and water-soluble phosphorous in cement leachates is in Tab. 4.

Table 4. Phosphorous pentaoxide content in cement pellets and in cement leachates

P_2O_5 [mg/kg]	Sample		
	8	9	10
Pellets	852	763	513
Water leachate	14,98	15,58	11,23
Leaching rate [%]	1,75	2,04	2,19

The results of measurements of phosphorus content in water leachates showed that only a small part of phosphorous was extracted from the cement into the water environment. The leaching rate of phosphorous pentaoxide varies from 1,75% (sample 8) to 2,19% (sample 10). The comparison of leaching rate of phosphorous from cements for studied samples is illustrated in Fig. 5.

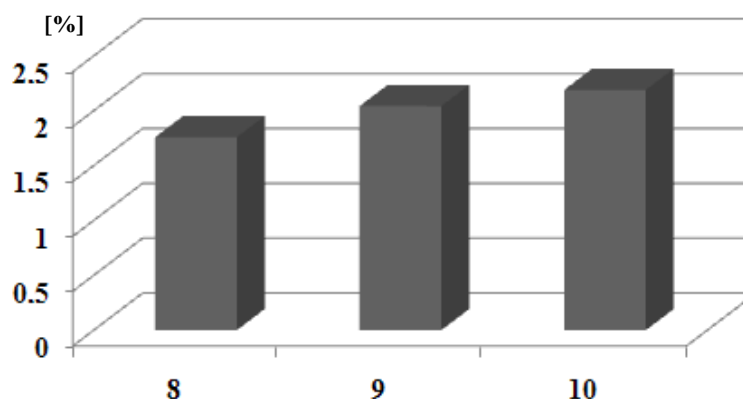


Fig. 5. Comparison of the leaching rate for the cement samples CEM I, CEM II and CEM III

The least leaching rate of phosphorous was measured for CEM I 42.5 N – Portland cement, the highest leaching rate was found out for the sample of CEM III/A 32.5 N – Blastfurnace cement. To make the relevant conclusion the more extended investigation is needed and is still in progress.

4. Conclusion

Summarizing the results of phosphorous concentration monitoring in selected types of cements, all of the assessed cements fulfill the eco-labelling requirements related to the phosphorous content. The content of phosphorous in cements does not seem to be a problem regarding to the process of eco-labelling in Slovakia, in contrast to the chromium (Cr^{VI}) for which the required concentration value is exceeded in 33% of studied samples [7].

The research has been carried out within the project NFP 26220120037 Centre of excellent integrated research of the progressive building structures, materials and technologies and supported from the European Union Structural funds and project No 2/0166/11 of the Science Grant Agency of Slovak Republic.

References

- [1] Eštoková A.: Environmental assessment and eco-labelling of building materials, Technical University of Košice, Slovakia 2009.
- [2] The law No 217/2007 Collection of Laws amending and supplementing the law No 469/2002 Collection of laws on environmental labelling of products as amended by the law No 587/2004 Collection of laws (in Slovak).
- [3] Notice of Ministry of Environment of the Slovak Republic 258/2003 implementing the law on environmental labelling of products (in Slovak).

- [4] STN ISO 14 024: 1999. Environmental labels and declarations. Type I environmental labelling. Principles and procedures, SÚTN, Bratislava 2001.
- [5] Notice of special requirements for the obtaining of national eco-label environmentally friendly product no 04/2009, Ministry of the Environment of Slovak Republic for group of cement products, Slovakia 2009.
- [6] Palaščáková L.: Eco-labelling of cements in Slovak Republic, Young Scientist, 3rd PhD, Student Conference of Civil Engineering and Architecture, Košice 2011.
- [7] Ešťoková A., Palaščáková L.: Evaluation of heavy metals releasing from the cements in relation to the Slovak eco-labelling process, SGEM 2011, 11th International Multidisciplinary Scientific GeoConference, vol. 3, Bulgaria 2011, pp. 347-354.
- [8] Staněk T., Sulovský P.: The influence of phosphorous pentoxide on the phase composition and formation of Portland clinker, Article Materials Characterization, vol. 60, Issue 7, July 2009, pp. 749-755.
- [9] Lin K.-L., Lin D.F., Luo H.L.: Influence of phosphate of the waste sludge on the hydration characteristics of eco-cement, Journal of Hazardous Materials, vol. 168, Issues 2-3, 15 September 2009, pp. 1105-1110.
- [10] Ministry of Environment of the Slovak Republic: Progress report environment Slovak Republic in 2009, Slovak Agency of Environment, Bratislava 2009, http://enviportal.sk/pdf/spravy_zp/2008-sk/3_Kumulat_problemy.pdf (27 June 2011).
- [11] STN EN 197-1: 2002. Cement. Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements, SÚTN, Bratislava 2002.
- [12] STN EN 196-10: 2006. Methods of testing cement. Part 10: Determination of the water soluble chromium (VI) content of cement, SÚTN, Bratislava 2007.

Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK¹

Andrzej STUDZIŃSKI²

Politechnika Rzeszowska

GWARANTOWANY STOPIEŃ DOSTĘPNOŚCI USŁUG WODOCIĄGOWYCH

Gwarancja staje się nową kategorią decydującą o komforcie korzystania z systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę (SZZW). Artykuł stanowi kontynuację badań nad pojęciem gwarancji w branży wodociągowej. W pracy przedstawiono sposób wyznaczania gwarantowanego stopnia dostępności usług wodociągowych oraz aplikację metody na przykładzie miasta Rzeszowa.

1. Wprowadzenie

W przypadku systemów świadczących usługi, w których miarą jakości jest ich dostępność, duże znaczenie ma analiza gwarantowanej dostępności tych usług. Na podstawie takiej analizy można sformułować umowę pomiędzy usługodawcą a usługobiorcą. W umowie jest ustalana maksymalna przerwa w dostawie usługi. Jeżeli przerwa w dostarczaniu usługi będzie dłuższa od ustalonej w umowie, usługodawca z reguły ponosi kary finansowe w postaci odszkodowania bądź obniżenia ceny usługi w okresie rozliczeniowym. Przykładem może być umowa SLA (ang. *Service Level Agreement*) mówiąca o tym, że usługodawca gwarantuje usługobiorcy (pod karą grzywny) świadczenie danej usługi, której przerwy w dostawie nie przekroczą ustalonego w umowie czasu.

Umowa taka jest stosowana głównie w przedsiębiorstwach świadczących usługi informatyczne (np. dostępność danej aplikacji) [1÷3]. Jednak nic nie stoi na przeszkodzie, aby umowę tego typu zastosować w przypadku przedsiębiorstw wodociągowych. W umowie tej między przedsiębiorstwem wodociągowym a odbiorcą byłyby ustalone maksymalna liczba przerw w dostawie wody oraz maksymalny czas ich trwania w danym okresie. W przypadku niedotrzymania warunków umowy dostawca wody ponosiłby kary finansowe (np. w postaci obniżenia ceny za dostawę wody w następnym okresie rozliczeniowym). Rozwiązanie umowy w tym przypadku raczej nie wchodzi w rachubę ze względu na ograniczoną liczbę dostawców wody (w Polsce z reguły na danym

¹ kpiet@prz.edu.pl

² astud@prz.edu.pl

obszarze działa jeden dostawca wody). Umowa taka dałaby odbiorcy wody przekonanie, że świadczona usługa będzie odpowiedniej jakości. Z drugiej strony motywowałaby dostawcę wody (groźbą kar finansowych) do jej dostaw w odpowiednich ilościach w dogodnym dla odbiorcy czasie.

2. Sposób szacowania stopnia dostępności usług wodociągowych

W poprawnie skonstruowanej umowie SLA dużym utrudnieniem dla przedsiębiorstwa wodociągowego może się okazać określenie prawdopodobieństwa przerw w dostawie wody. Dlatego też w niniejszej pracy przedstawiono sposób wyznaczenia prawdopodobieństwa wystąpienia przerw w dostawie wody.

Interesująca jest więc analiza dotycząca progu dostępności usługi P_A z określonym ryzykiem występowania. W przypadku dostępności wody do odbiorcy kluczowe znaczenie ma stan sprawności przewodu rozdzielczego oraz podłączenia wodociągowego, z których jest zasilana instalacja wewnętrzna odbiorcy wody [4]. Spodziewany próg dostępności usługi P_A jest zatem rozumiany jako prawdopodobieństwo sprawności poszczególnych przewodów wodociągowych zgodnie z równaniem:

$$P_{Ai} = \frac{\mu_i}{\mu_i + \lambda_i} \quad (1)$$

gdzie: λ_i – jednostkowa intensywność uszkodzeń i -tego przewodu wodociągowego [a^{-1}],

μ_i – jednostkowa intensywność naprawy i -tego przewodu wodociągowego [a^{-1}].

Uwzględniając zależność:

$$\mu_i = \frac{1}{T_{oi}} \quad (2)$$

gdzie T_{oi} – czas braku dostawy wody [a], równanie (1) przyjmie postać:

$$P_{Ai} = \frac{1}{1 + \lambda_i \cdot T_{oi}} \quad (3)$$

co dla elementu liniowego P_A można zapisać (1):

$$P_{Ai} = \frac{1}{1 + \lambda_i \cdot T_{oi} \cdot l_i} \quad (4)$$

gdzie: l_i – długość i -tego przewodu [km],

λ_i [$a^{-1} \cdot km^{-1}$].

Konsekwencje awarii są definiowane przez czas braku dostawy wody do odbiorców T_i oraz liczbę odbiorców pozbawionych jej dostaw C_{Si} (wskaźnik skumulowanego rocznego czasu trwania przerw w przeliczeniu na odbiorcę CHL, ang. *Customer Hours Lost*) [5, 6].

Do wyznaczenia ryzyka zaproponowano metodę dwuparametryczną, zgodnie ze wzorem [7]:

$$r_i = P_{Fi} \cdot C_i \quad (5)$$

gdzie: C_i – liczba odbiorców pozbawionych dostaw wody,

P_{Fi} – prawdopodobieństwo wystąpienia awarii i -tego przewodu,

przy czym prawdopodobieństwo wystąpienia awarii i -tego przewodu wyraża wzór:

$$P_{Fi} = 1 - P_{Ai} \quad (6)$$

Stąd ryzyko uwzględniające czas trwania przerw w dostawie wody dla liczby odbiorców pozbawionych jej dostaw na skutek awarii i -tego przewodu ma postać:

$$r_i = \frac{\lambda_i \cdot T_{oi} \cdot l_i}{1 + \lambda_i \cdot T_{oi} \cdot l_i} \cdot C_i \quad (7)$$

Jednostkową intensywność uszkodzeń i -tego przewodu wodociągowego wyznaczono z zależności [8]:

$$\lambda_i = \frac{k_i(t, t + \Delta t)}{l_i \cdot \Delta t} \quad (8)$$

gdzie: $k_i(t, t + \Delta t)$ – liczba uszkodzeń odcinka w przedziale czasu Δt ,

Δt – przedział czasu [a].

Wartość graniczną ryzyka przyjęto jako iloczyn liczby osób dotkniętych awarią i czasu przerwy w dostawie wody. Na podstawie rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 30 grudnia 2002 roku [9] sytuacja jest krytyczna, gdy awaria trwa dłużej niż dwie godziny, a liczba mieszkańców odciętych od wody do spożycia wynosi minimum 500 osób, a więc $r_{gr} \geq 0,114$.

3. Przykład aplikacji

Podstawowym parametrem jakościowym świadczonej usługi jest jej dostępność, która w przypadku przedsiębiorstw wodociągowych jest mierzona przez jeden rok. Im większa dostępność usługi w danym okresie, tym jej jakość

jest wyższa. Ze względu na to, że w praktyce przedsiębiorstwo wodociągowe nie może zagwarantować stuprocentowej dostępności w dostawie wody, należy skorzystać z narzędzi matematycznych, które pozwolą oszacować parametry niezawodnościowe usługi. Mając dane dotyczące braku dostawy wody oraz liczby awarii występujących na poszczególnych przewodach wodociągowych, można oszacować poziom dostępności dostawy wody, który producent może zagwarantować w umowie SLA.

Analizie poddano awarie związane z brakiem w dostawie wody do spożycia dla miasta Rzeszowa, które wystąpiły na przewodach wodociągowych w latach 2004-2010, opracowane na podstawie dziennika awaryjności sieci wodociągowej. Otrzymano ciąg rozdzielczy prawdopodobieństwa wystąpienia awarii wraz z ich konsekwencjami. Część wyników zaprezentowano w tab. 1. (wycinek spośród $n = 1182$ obserwacji). Wartości prawdopodobieństwa wystąpienia awarii P_{Fi} obliczono ze wzoru (6), a ryzyko r_i – ze wzoru (7).

Tabela 1. Ciąg rozdzielczy; r_i – ryzyko, P_{Fi} – prawdopodobieństwo wystąpienia awarii

n	r_i	P_{Fi}	n	r_i	P_{Fi}
1	0,0000438	0,00000114	789	0,108	0,00171
2	0,0000439	0,00000115	790	0,113	0,00182
3	0,0000773	0,00000161	791	0,114	0,00184
4	0,0000774	0,00000163	792	0,114	0,00185
5	0,0000948	0,00000182	793	0,114	0,00186
6	0,0000960	0,00000184	794	0,114	0,00188
...
389	0,0140	0,000302	1171	1,44	0,0132
390	0,0143	0,000307	1172	1,44	0,0149
391	0,0144	0,000315	1173	1,53	0,0161
392	0,0144	0,000316	1174	1,54	0,0177
393	0,0145	0,000325	1175	1,58	0,0179
394	0,0148	0,000325	1176	1,59	0,0181
395	0,0125	0,000228	1177	1,80	0,0181
396	0,0125	0,000228	1178	1,85	0,0185
397	0,0128	0,000229	1179	1,91	0,0197
398	0,0128	0,000230	1180	2,22	0,0260
399	0,0128	0,000223	1181	2,56	0,0371
400	0,0128	0,000224	1182	2,73	0,0794

Spodziewany poziom niedostępności usługi dla $R_{gr} = 0,114$ wynosi $P_{Fi} = 0,00186$. Wartości tego wskaźnika mieszczą się w przedziale od 0,00438 do 7,94%, przy czym wartości te są trudne do porównania, zdefiniowano je więc w godzinach na rok.

Zależność pomiędzy poziomem dostępności a prawdopodobieństwem niezrealizowania tego progu wyraża wzór:

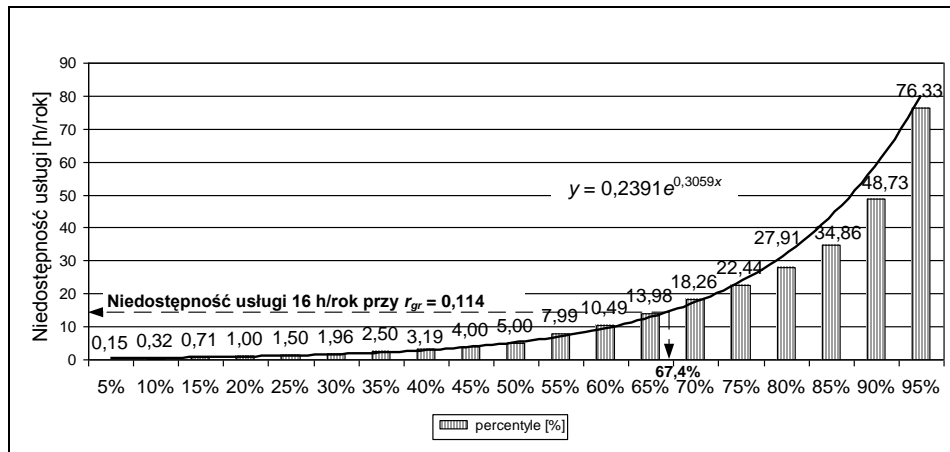
$$P_{Fi} = (1 - P_{Ai}) \cdot 8760 \quad (9)$$

Po uwzględnieniu zależności (9) wartości niezrealizowania usługi zawierają się w przedziale od 0,01 do 695 h.

Na rysunkach 1. i 2. zaprezentowano histogramy przedstawiające percentyle różnych poziomów niedostępności usługi [h], identyfikowane z gwarantowanym poziomem usług, oraz odpowiadające im ryzyko. Zależności przedstawione na rys. 1. i 2. można opisać funkcjami:

$$y = 0,2391e^{0,3059x} \quad (10)$$

$$y = 0,0011e^{0,3455x} \quad (11)$$



Rys. 1. Histogram niedostępności usługi [$h \cdot a^{-1}$]

Ryzyko 0,114 oznacza, że możliwe jest zagwarantowanie takiego poziomu dostępności usługi, na którym prawdopodobieństwo niezrealizowania go w ustalonym czasie wynosiło 0,186%, a więc przerwy w dostawie wody nie przekroczyły ustalonego w umowie czasu równego 16 h. W tabeli 2. przedstawiono propozycję umowy SLA określającej gwarantowane poziomy dostępności usług.

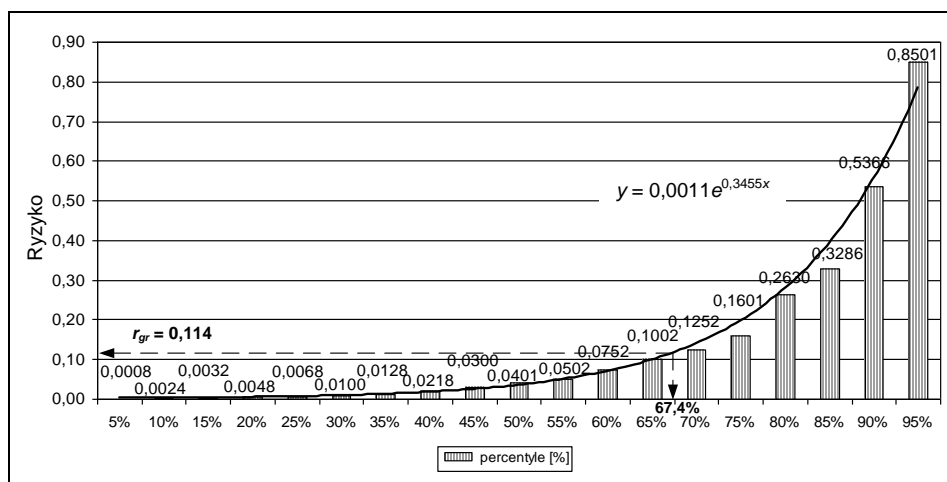
W umowie SLA równie ważnym elementem jest oszacowanie spodziewanych wartości kar za niedotrzymanie warunków umów. Wartość kary za niezrealizowanie określonego przedziału dostępności można wyznaczyć jako:

$$K = k \cdot K_{lm}^3 \cdot T_{osr} \cdot Q_{d\acute{s}r} \cdot LM \quad (12)$$

gdzie: K – kara za niedotrzymanie warunków umowy dostawy wody [zł],
 k – krotność jednostkowej ceny wody,
 K_{1m^3} – jednostkowa cena za 1 m³ wody [zł · m⁻³],
 T_{osr} – czas trwania awarii oraz niezrealizowania gwarantowanego poziomu [h · d⁻¹],
 Q_{dsr} – średnie jednostkowe dobowe zużycie wody [m³ · M⁻¹ · d⁻¹],
 LM – liczba odbiorców pozbawionych dostaw wody.

Wartość oczekiwana kary $E(K)$ dla przedsiębiorstwa wodociągowego wynosi:

$$E(K) = \sum_i P_{Fi} \cdot K_i \quad (13)$$



Rys. 2. Histogram ryzyka r

Tabela 2. Propozycja umowy SLA zawierającej gwarantowane poziomy usług

Przedział dostępności	Prawdopodobieństwo zrealizowania gwarantowanego poziomu P [%]	Ryzyko r	Czas trwania przerw w dostawie wody T_o [h · a ⁻¹]
I	≤ 0,0229	≤ 0,0121	≤ 2
II	(0,0229-0,0457]	(0,0121-0,0301]	(2-4]
III	(0,0457-0,0685]	(0,0301-0,0449]	(4-6]
IV	(0,0685-0,0913]	(0,0449-0,0533]	(6-8]
V	(0,0913-0,114]	(0,0533-0,0899]	(8-10]
VI	(0,114-0,137]	(0,0899-0,0902]	(10-12]
VII	(0,137-0,160]	(0,0902-0,102]	(12-14]
VIII	(0,160-0,186]	(0,102-0,114]	(14-16]
IX	> 0,186	> 0,114	> 16

Przykładowe wartości kar za niezrealizowanie poszczególnych przedziałów dostępności przedstawiono w tab. 3. I tak dla jednego odbiorcy wartość kary za niezrealizowanie VI przedziału dostępności dla następujących danych: $K_{1m}^3 = 4,0$ zł, $T_{osr} = 12/24$, $Q_{dsr} = 0,12 \text{ m}^3 \cdot \text{M}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$ wynosi $K = 1,54$ zł. Sugeruje się wyłączenie odpowiedzialności dostawy wody dla najwyższych trzech przedziałów dostępności.

Tabela 3. Przykładowe wartości oczekiwanych wartości kar za niezrealizowanie poszczególnych przedziałów dostępności dla 1 odbiorcy wody

Przedział dostępności	k	K
	–	zł
I	0	0
II	0	0
III	0	0
IV	5	0,7
V	6	1,08
VI	7	1,54
VII	8	2,08
VIII	9	2,7
IX	10	3,2

4. Podsumowanie

Coraz większa świadomość odbiorców wody na temat przysługujących im praw powoduje, że rynek wodociągowy jest znacznie bardziej zorientowany na „klienta”. Odbiorca, ponosząc koszty w postaci opłat, ma prawo żądać odpowiedniego poziomu usług.

Parametry dostarczanej wody coraz częściej stanowią standardy, według których jest zawierana umowa pomiędzy dostawcą a odbiorcą wody. W umowach zawieranych pomiędzy dostawcą a odbiorcą wody odbiorca powinien mieć prawo do negocjowania ceny w przypadku niedotrzymania standardów jakościowych przez dostawcę. Prawnie za dostawę wody o jakości zagrażającej życiu lub zdrowiu jest odpowiedzialny dostawca wody, który gwarantuje bezpieczeństwo oraz komfort korzystania z usług wodociągowych. Nie tylko odbiorca, ale również przedsiębiorstwo wodociągowe ponosi konsekwencje niedotrzymania parametrów jakościowych, co powoduje straty finansowe za niedostarczoną wodę oraz dodatkowe koszty związane z awaryjnością systemu dystrybucji wody. Natychmiastowa poprawa jakości dostarczanej wody w praktyce nie jest możliwa, ponieważ zmiana struktury organizacyjnej i technicznej wymaga czasu oraz nakładu finansowego [10, 11].

Na podstawie przedstawionej analizy przedsiębiorstwo wodociągowe może określić prawdopodobieństwo wystąpienia awarii, a w konsekwencji przerwy

w dostawie wody w ciągu roku. Według tych danych przedsiębiorstwo wodociągowe może udzielić gwarancji na dostawę wody do odbiorcy. Dane przedsiębiorstwo wodociągowe, mając informację na temat prawdopodobieństwa wystąpienia awarii w ciągu roku, może wybrać odpowiednią formę ubezpieczenia, z którego byłaby udzielona rekompensata odbiorcom wody. Jeżeli chodzi o odbiorcę wody, gwarancja udzielona przez firmę wodociągową daje mu poczucie, że przedsiębiorstwo będzie wypełniać wszystkie obowiązki w taki sposób, aby tych przerw było jak najmniej.

Konkretne określenie wskaźników opisujących jakość świadczonych usług wodociągowych zapobiega wykorzystaniu pozycji monopolistycznej przez przedsiębiorstwo wodociągowe. Umowa SLA powinna precyzować zobowiązania dostawcy wobec odbiorcy za niedotrzymanie gwarantowanych parametrów dostawy wody oraz określać zasady odszkodowań i procedury rozwiązywania konfliktów, a także sposoby udzielania bonifikaty i upustu, np. wykorzystując metodykę przedstawioną w niniejszej pracy. Podstawą takiej umowy powinny być ustalenia dotyczące standardów jakościowych obsługi odbiorców, a więc określenie priorytetowych kryteriów (parametrów dostawy wody), oraz dopuszczalnych wartości odchyień tych parametrów od uznanych za akceptowalne.

Praca naukowa finansowana ze środków Narodowego Centrum Badań i Rozwoju w ramach projektu rozwojowego nr N R14 0006 10 nt. „Opracowanie kompleksowej metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców” w latach 2010-2013.

Literatura

- [1] European Commission. First report on the harmonisation of risk assessment procedures. Part 2: Appendices, health and consumer protection directorate-general, 26-27 October 2000.
- [2] Ezell B., Farr J., Wiese I.: Infrastructure risk analysis of municipal water distribution system, *J. of Inf. Sys., ASCE*, no 6(3), 2001, pp. 118-122.
- [3] Gerstel O., Sasaki G.: Quality of Protection (QoP): A quantitative unifying paradigm to protection service grades, *Optical Networks Magazine*, no 05/06, 2002, pp. 40-49.
- [4] Studziński A.: Analiza hydrauliczna skutków awarii przewodów wodociągowych Rzeszowa, Ośrodek Informacji „Technika Instalacyjna w Budownictwie”, Instal. Teoria i Praktyka w Instalacjach, z. 10, 2008, s. 109-112.
- [5] Rak J.: Selected problems of water supply safety, *Environmental Protection Engineering*, no 35, 2009, pp. 29-35.
- [6] Rak J., Pietrucha K.: Some factors of crisis management in water supply system, *Environmental Protection Engineering*, no 34, 2008, pp. 57-65.
- [7] Rak J.: Istota ryzyka w funkcjonowaniu systemu zaopatrzenia w wodę, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.

- [8] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczekiewicz H.: *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, ARKADY, Warszawa 1993.
- [9] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 30 grudnia 2002 roku w sprawie poważnych awarii objętych obowiązkiem zgłoszenia do Głównego Inspektora Ochrony Środowiska (Dz.U. Nr 5, poz. 58).
- [10] Bergel T., Pawełek J.: Quantitative and economical aspects of water loss in waterworks systems in rural areas, *Environment Protection Engineering*, no 3/2008, pp. 59-64.
- [11] Hastak M., Baim E.: Risk factors affecting management and maintenance cost of urban infrastructure, *J. of Inf. Sys., ASCE*, no 2, 2001, pp. 67-75.

GUARANTEED LEVEL OF WATERWORKS SERVICES AVAILABILITY

Abstract

The aim of his paper is to present the novel approach for risk assessment in combination with failure and consequence analysis as to evaluate the degree of availability of service of water infrastructure. In addition to this data, methodologies for calculating the guaranteed levels of the availability of water services are also presented, on the example of the city Rzeszow.

Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK¹
Andrzej STUDZIŃSKI²
Politechnika Rzeszowska

FAILURE ANALYSIS OF THE KROSNO WATER NETWORK

In the article analysis of failures of the Krosno water network has been presented. In the work the analysis of the failure frequency for individual kinds of waterworks (main, distribution and water supply connections) on the example of the Krosno water network was also presented. An analysis based on exploitation data of the water network get from Municipal Services Office in Krosno in years 2005-2009 was carried out. In the work the analysis of the failures depended on the diversity of applied materials, age and diameters for individual kinds of waterworks was also presented.

1. Introduction

The Krosno water supply network covers an area of 11 municipalities of Krosno and Sanok counties (Besko, Chorkówka, Iwonicz Zdrój, Jedlicze, Korczyn, Krościenko, Miejsce Piastowe, Rymanów, Wojaszówka, Zarszyn and the city of Krosno). The water network supplies water to about 100 000 recipients of the city of Krosno and neighbouring municipalities. The number of residential water supply connections in all served places is 5 730, including 4 675 terminals located in the Krosno municipality. The scheme of the Krosno network is shown in Fig. 3.

The Krosno water pipeline is supplied with water from three water treatment plants (WTP), taking raw water from three independent surface water intakes, located on the river Wisłok in Sieniawa, Iskrzynia and on the river Jasiołka in Szczepańcowa. Water is provided to consumers via a water pipe network having radial-ring arrangement, which is beneficial to the reliability of water supply system. Currently, the water supply network has a total length of about 604,7 km. On the Fig. 1 and 2 a structure in division of the materials and the life of the water supply network are presented.

¹ kpiet@prz.edu.pl

² astud@prz.edu.pl

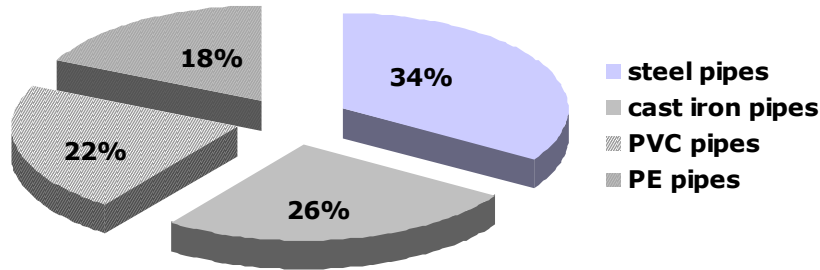


Fig. 1. The structure of the water supply network in division of the materials

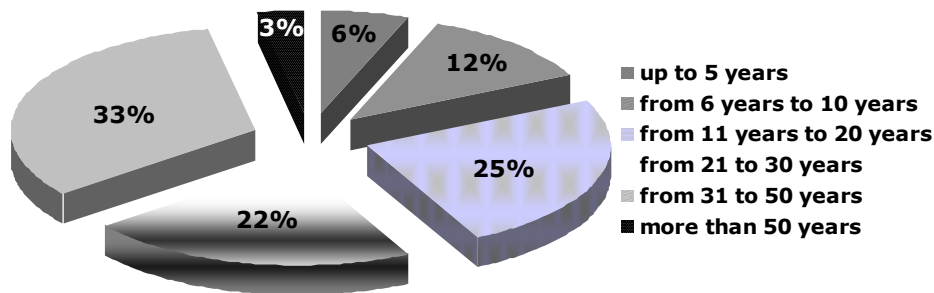


Fig. 2. The structure of the water supply network in division of the life

The purpose of this study is to characterize the unreliability of the Krosno water-pipe network. Detailed analysis of the water network failure, should be a main element of the managing system of the urban water networks, particularly in strategic modernization plans [1, 2]. The calculations were made based on the operational data on the water-pipe network in the town of Krosno, developed based on the failure protocols received from the Municipal Enterprise for Communal Economy in Krosno.

2. Failures of the Krosno Water Network

The main criterion for assessing the state of water pipes is the failure rate index λ_i . Failure rate index estimator per year for particular type of water pipes (mains, distributional and water supply connections), was determined from the formula [1, 3, 4]:

$$\lambda_i = \frac{k_i}{l_i \cdot \Delta t},$$

where: λ_i – failure rate index estimator per year for particular type of water pipes per one year [$\text{km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$],

- k_i – number of failures in one year for particular type of water pipes,
 l_i – the length of particular type of water pipes, on which failures appeared per one year [km],
 i – type of water pipes (M – mains, R – distributional, P – water supply connections),
 Δt – the length of time equal 1 year.



Fig. 3. The scheme of the Krosno water network

Table 1 shows the unit values of the failure rate in the Krosno water-pipe network in the years 2005-2010.

Table 1. The length, number of failures and the failure rate for particular type of water pipes in the years 2005-2010

Year	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Mains						
The length of water pipes	86,8	86,8	86,8	86,8	86,8	86,8
Number of failures	84	101	75	59	46	42
λ_M	0,97	1,16	0,86	0,68	0,53	0,48
Distributional						
The length of water pipes	241,1	242,2	244,6	244,9	245,9	247,8
Number of failures	51	49	40	50	46	44
λ_R	0,21	0,20	0,16	0,20	0,19	0,18
Water supply connections						
The length of water pipes	247,1	249,9	253,1	259,0	264,2	270,1
Number of failures	151	204	119	147	114	141
λ_P	0,61	0,82	0,47	0,57	0,43	0,52

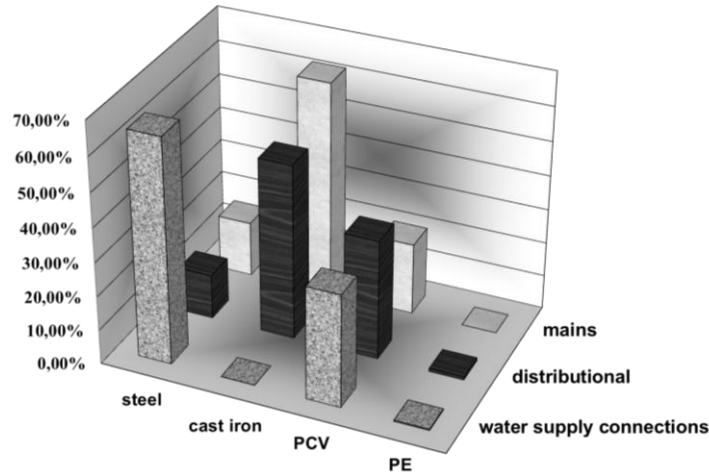
The lowest failure rate have distribution pipelines ($\lambda_{Rsr} = 0,19 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$) and the highest failure rate have main pipelines ($\lambda_{Msr} = 0,78 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$). The European criteria say that the pipeline needs repairing when the failure rate index exceeds $0,5 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$ [5-9].

However, one should seek to the following values of the failure rate index:

- mains $\lambda \leq 0,3 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$,
- distributional $\lambda \leq 0,5 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$,
- water supply connections $\lambda \leq 1,0 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.

The calculations show that the distribution pipelines and the water supply connections in Krosno are in good condition, but one should focus on improving the technical state of the main water pipelines. Figure 4 shows the percent of failures in the main water pipes, the distribution pipes and the water supply connections depending on the material from which they were made. 63% of the failures occurring in the main water pipes happened in the cast iron pipes, which results from a significant share of this material in the construction of these pipelines and their significant age. The distribution pipelines are characterized by high failure rate of iron pipes (51% of all failures), and PVC pipes (35%).

Most failures in the water supply connections, as many as 66%, occur in steel pipes, this is due to their poor technical condition. The lower number of failures in pipelines made of PVC and PE is caused by the fact that they are part of the younger sections of water network and that they are resistant to corrosion.



	steel	cast iron	PCV	PE
□ mains	16,12%	63,00%	20,88%	0
■ distributional	13,00%	51,12%	34,98%	0,90%
▨ water supply connections	65,62%	0	32,95%	0,29%

Figure 4. The failures in the main water pipes, the distribution pipes and the water supply connections depending on the material from which they were made in 2005-2010

The detailed analysis of the failure rate in water pipes in the years 2005-2010 showed that:

1. Pipes made of PE are characterized by the lowest failure rate. In the water supply connections the failure rate index does not exceed $0,11 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$ and in the distribution pipelines $0,04 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.

2. Iron pipelines in the main pipelines show the highest failure rate. The average failure rate is $1,52 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$. In the distribution pipelines the average failure rate is $0,36 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.

3. The highest failure rate in PVC pipes is seen in the water connections, from $0,7$ to $1,27 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, and the lowest in the distribution pipelines, from $0,23$ to maximum of $0,41 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$. In the main water pipes the average failure rate was $0,73 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.

4. In the steel pipelines the highest failure rate is in the water supply connection, it ranges from $0,76$ to over $1,37 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, the main pipelines have the average failure rate up to $0,3 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$. The distribution pipelines have the lowest failure rate, which amounted to $0,09 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.

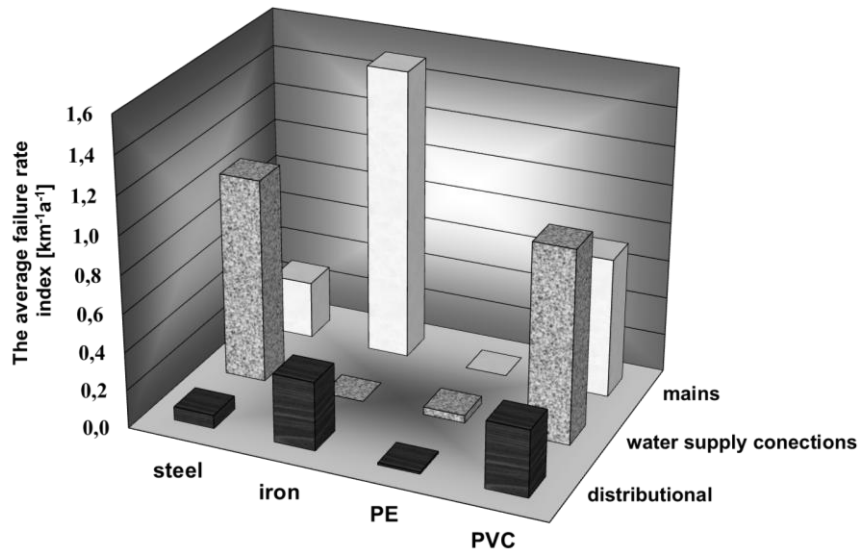
Comparing the determined average failure rate in the water supply system made of different materials with the required values, it is concluded that (Fig. 5):

1. In the case of the main pipelines made of cast iron and PVC the average failure rate is, respectively, $1,52$ and $0,73 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, while the required value of

failure rate index in the main water network is $\lambda_{M_{wym}} = 0,3 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, the steel pipes, however, have the average failure rate $0,30 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.

2. In the case of the distribution pipelines, the average failure rate for pipelines made of steel ($0,07 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$), made of iron ($0,36 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$), made of PE ($0,01 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$) and PVC ($0,35 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$) is lower than the required value $\lambda_{R_{wym}} = 0,5 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.

3. In case of the water supply connections, the average failure rate in steel pipelines and PVC pipelines (values respectively $1,07$ and $1,01 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$) is higher than the required value $\lambda_{P_{wym}} = 1,0 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$.



	steel	iron	PE	PVC
□ mains	0,3	1,52	0	0,73
▒ water supply connections	1,07	0	0,04	1,01
■ distributional	0,07	0,36	0,01	0,35

Fig. 5. The average failure rate index for particular type of water pipes in the years 2005-2010

Table 2 shows the percentage of failures depending on the diameter and material of water pipes in the years 2005-2010. It is clearly visible that the most often the failures occur in the water connections with a diameter of 32 mm, made of steel (14,5% of all failures). The next frequent are the failures in pipes made of PVC and steel, with a diameter of 40 mm, respectively 12% and 9,6% of all failures.

Table 2. The percentage of failures depending on the diameter and material of water pipes in the years 2005-2010

Diameter [mm]	Steel	Iron	PVC	PE
25	2,7%	-	0,24%	0,00%
32	14,5%	-	0,47%	0,08%
40	9,6%	-	12,00%	0,39%
50	8,8%	-	4,18%	0,00%
63	0,6%	-	1,34%	0,32%
80	1,8%	4,74%	3,00%	0,16%
100	0,5%	4,26%	3,16%	-
150	2,0%	3,47%	4,03%	-
200	0,2%	0,39%	0,47%	-
250	0,2%	4,42%	0,00%	-
300	0,0%	2,68%	0,00%	-
350	0,0%	2,05%	0,00%	-
400	0,0%	3,63%	0,00%	-
500	1,1%	2,53%	0,00%	-

3. Conclusion

Based on the analysis of the results of the studies, the following conclusions and statements were made:

- the average failure rate for the main pipelines is $\lambda_{Msr} = 0,74 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, the distribution pipelines $\lambda_{Rsr} = 0,19 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$ and the water connections – $\lambda_{Psr} = 0,56 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$,
- the majority of failures (55,22%) happen in the water connections (25 to 63 mm diameter), representing about 44% of the total length of the pipelines,
- the lowest failure rate is in the distribution pipelines made of PE – $\lambda_{PEsr} = 0,01 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, which results from their use since the 1990s,
- for the water connections made of steel the average failure rate is $\lambda_{stalsr} = 1,07 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, the highest average failure rate is found in the cast iron main water pipelines $\lambda_{zeliwośr} = 1,52 \text{ km}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, which is caused by the fact that steel and iron are the oldest materials used to build that water supply network,
- the value of failure rate indexes corresponds to national trends [2, 10-15], the declining trend in both the number of failures and failure rate in water pipelines is seen.

Scientific work was financed from the measures of National Center of Research and Development as a development research project no N R14 0006 10: „Development of comprehensive methodology for the assessment of the reliability and safety of water supply to consumers” in the years 2010-2013.

References

- [1] Rak J.: Awaryjność sieci wodociągowych w miastach polskich, *Wodociągi Polskie*, vol. 27, nr 3, 2003, s. 11-14.
- [2] Studziński A.: Analiza hydrauliczna skutków awarii przewodów wodociągowych Rzeszowa, *INSTAL*, nr 10, 2008, s. 109-112.
- [3] Jowitt P.W., Chengchao Xu.: Predicting pipe failure effects in water distribution Networks, *J. Water Resour. Plng. and Mgmt*, vol. 119, no 1, 1993, pp. 18-31.
- [4] Dzienis L.: Niezawodność wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę, *Rozprawy Naukowe*, nr 4, Politechnika Białostocka, Białystok 1991.
- [5] Dąbrowski W.: Jak zarządzać sieciami wodociagowymi w aspekcie nakładów na odnowę?, *BMP Ochrona Środowiska*, nr 6, 2009, s. 22-25.
- [6] Pietrucha K.: Analiza czasu odnowy i naprawy podsystemu dystrybucji wody dla miasta Rzeszowa, *Instal*, nr 10, 2008, s. 113-115.
- [7] Rak J., Pietrucha K.: Some factors crisis management in water supply system, *Environment Protection Engineering*, vol. 34, no 2, 2008, pp. 57-65.
- [8] Rak J., Studziński A.: Rizik awarij sistemi wodonostaczanja, *Rinok Instaljacyjnij*, no 9, 2006, pp. 13-16.
- [9] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Intensywność uszkodzeń sieci wodociągowych w miastach województwa podkarpackiego, *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej: Nauki Techniczne*, vol. 16, nr 1, 2003, s. 123-129.
- [10] Dohnalik P.: Straty wody w miejskich sieciach wodociągowych, *Polska Fundacja Ochrony Zasobów Wodnych*, Bydgoszcz 2000.
- [11] Bergel T., Bugajski P.: Analiza strat wody w wybranych systemach wodociągowych, *Przemysł Chemiczny*, vol. 87, nr 5, 2008, s. 408-410.
- [12] Hotłós H.: Ilościowa ocena wpływu wybranych czynników na parametry i koszty eksploatacji sieci wodociągowych, *Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej*, nr 84, monografie, nr 49, Wrocław 2007.
- [13] Kwietniewski M., Rak J.: Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce – stan badań i możliwości jej poprawy, *Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN*, Warszawa 2009.
- [14] Kwietniewski M., Roman M., Kłós-Trębaczkiwicz H.: Niezawodność wodociągów i kanalizacji, *Arkady*, Warszawa 1993.
- [15] Rak J.: Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę, *Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk*, vol. 28, Lublin 2005.

ANALIZA AWARYJNOŚCI SIECI WODOCIĄGOWEJ KROSNA

Streszczenie

W pracy przedstawiono analizę awaryjności sieci wodociągowej Krosna. Zakres pracy obejmuje analizę wskaźników intensywności uszkodzeń przewodów magistralnych, rozdzielczych oraz przyłączy wodociągowych na przykładzie sieci wodociągowej Krosna. Analizę przeprowadzono na podstawie danych eksploatacyjnych sieci wodociągowej w latach 2005-2009, uzyskanych od MPGiK w Krośnie. Dokonano analizy awaryjności ze względu na zastosowany materiał, wiek oraz średnicę dla poszczególnych rodzajów przewodów wodociągowych.

Peter PLATKO¹
Stanislav KMEŤ²
Technical University of Košice

PROTOTYPE OF AN ACTIVE TENSEGRITY UNIT

Tensegrity structures and hybrid tensegric structures can be defined as spatial systems, which consist only from set of compressed members and set of tensioned members and they can be used to developing systems with a possibility of an active control. Structures with an active control or active structures are equipped with sensors and actuators and they are subjected to continuous monitoring. A test facility with an active tensegrity unit and some basic experimental tests which were carried out are presented in the paper. Results obtained from the experimental tests are compared with the FEM created in ANSYS.

1. Introduction

The word or term tensegrity was created by Richard Buckminster Fuller and it is a contraction of tensional integrity. R.B. Fuller described tensegrity as islands of compression in a sea of tension. Thus, tensegrity structures can be defined as spatial systems, which consist only from discontinuous set of compressed members (struts) that are placed inside a continuous set of tensioned members (spiral strands or ropes). According to some researchers more efficient tensegrity structures can be built if compressed components are allowed to join. These systems can also be described as hybrid tensegric structures [1].

The origin of tensegrities is associated with the production of sculptures, but they are gradually being used in the creation of load-carrying structures. Additionally, tensegrity structures can be also used for the systems with a possibility of an active control. Structures with an active control or active structures are equipped with sensors and actuators and they are subjected to continuous monitoring [2]. Sensors record data about external loads and about structural response (axial forces and deflection). Action members (usually telescopic struts) allow an adjustment of the geometry and thus the level of prestressing forces in cables.

¹ peter.platko@tuke.sk

² stanislav.kmet@tuke.sk

Active control of structures helps to satisfy all design criteria (especially serviceability limit states criteria), for example in the case of a temporary increase of external loads.

The research of active structures or structures with the possibility of an active control is a necessary step for the development of intelligent systems [2].

2. Prototype of active tensegrity structure

Presented active tensegrity unit as well as whole test facility was developed at the Institute of Structural Engineering of the Faculty of Civil Engineering in Košice. Its production was performed in cooperation with INOVA Praha Ltd. This active tensegrity unit was developed and manufactured in order to test the possibility of active control of tensegrity systems through an action element.

The chosen tensegrity unit consists of a strut that is centered in the rectangular base and stiffened by crossed cables. This unit is also known as a tensegric unit cell of type I [1], or like a crystal pyramid [3] and it is suitable for the generation of line structures or plate structures with a straight or curved central line.

The theoretical dimensions of the active tensegrity unit are 2 x 2 m and the theoretical height is 0,76 m. The unit consists of thirteen members (5 compressed member and 8 cables) as is presented in Tab. 1. A hydraulic cylinder forms the central strut or an active member.

Table 1. Members of the active tensegrity unit and their properties

Member	Cross-section	A [mm ²]	Material	E [MPa]
Compressed members	Ø 51 / 3,2 mm	475,90	steel S 235	160 000
Upper and bottom cables	Ø 6 mm	21,80	steel cable 1+6	210 000
Central or active member	–	475,90	–	210 000

The whole test facility consists of the following parts (Fig. 1 and 2):

- self-supporting frame,
- tensegrity unit with an action member (AP),
- hydraulic load cylinder (ZV) and hydraulic power unit,
- dynamometers in the bottom and upper cables,
- tensionmeters in the compressed members,
- control electronics and control software.



Fig. 1. The active tensegrity unit suspended on the self-supporting frame



Fig. 2. Some parts of the test facility: a) action member (AP), b) hydraulic power unit, and control electronics, c) hydraulic load cylinder (ZV)

3. Basic tests of the active tensegrity unit

To this time several simple tests were carried out on the prototype of the active tensegrity structure. It is a test BS 01, which simulates the increase of the prestressing in the cables as a result of a movement of the action member and test BS 02, which simulates the increase of the external load at a constant value of the initial prestressing in the cables.

Test results of BS 01

During the test BS 01 the changes at the level of the prestressing forces in the cables were monitored. External loads respectively force in the hydraulic load cylinder during the test was equal to zero. The test was controlled by a definition of the value of an axial force in the AP. The test duration was 140,15 s. Measured test results are presented in Fig. 3 and 4.

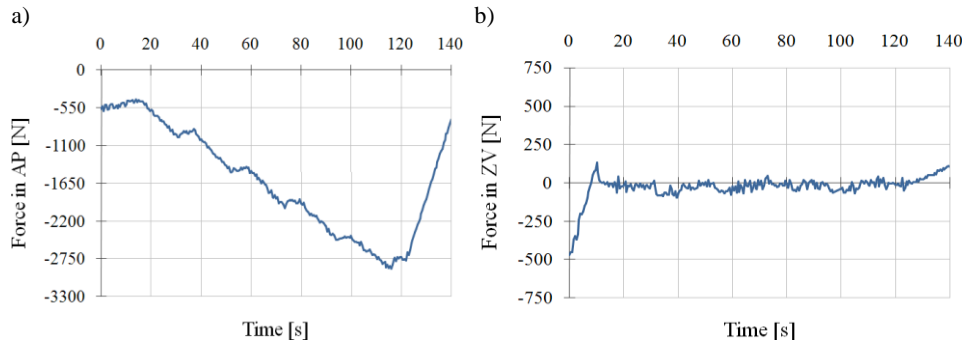


Fig. 3. BS 01 – change of the axial forces in the action member AP (a) and in the loading member ZV (b)

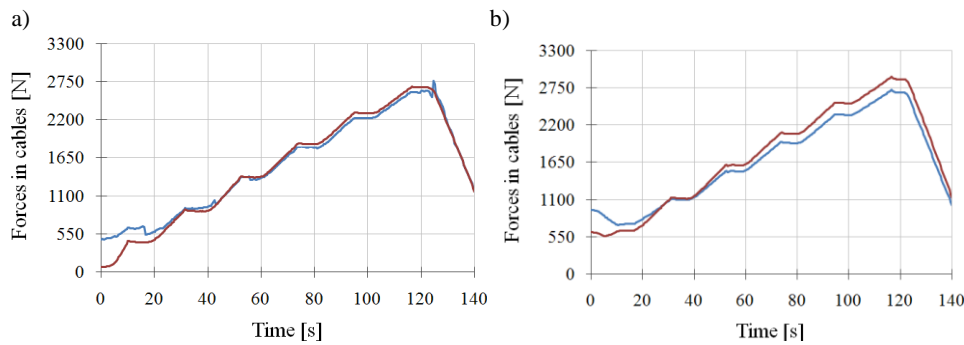


Fig. 4. BS 01 – change of the axial forces in the bottom cables (a) and top cables (b)

Test results of BS 02

Also in the test BS 02 the changes at the level of the prestressing forces in the cables were monitored. The test was controlled by a definition of the initial value of an axial force in the action member (in other words, by a definition of the initial prestressing in the cables) and by the definition of the external load respectively force in the hydraulic load cylinder. The test duration was 140,45 s. Measured test results are presented in Fig. 5 and 6.

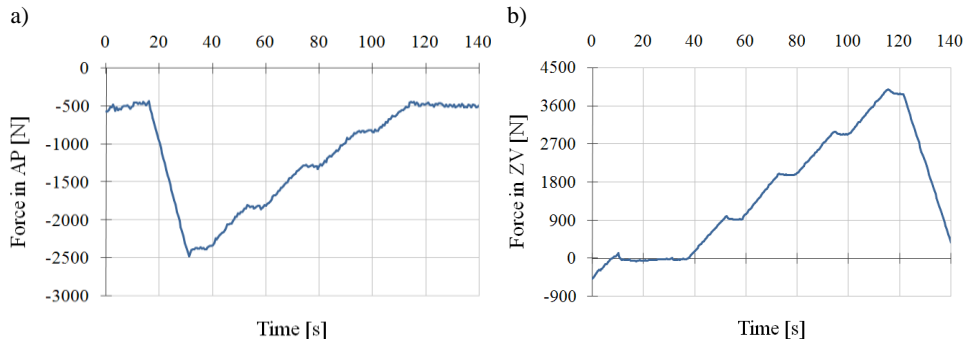


Fig. 5. BS 02 – change of the axial forces in the action member AP (a) and in the loading member ZV (b)

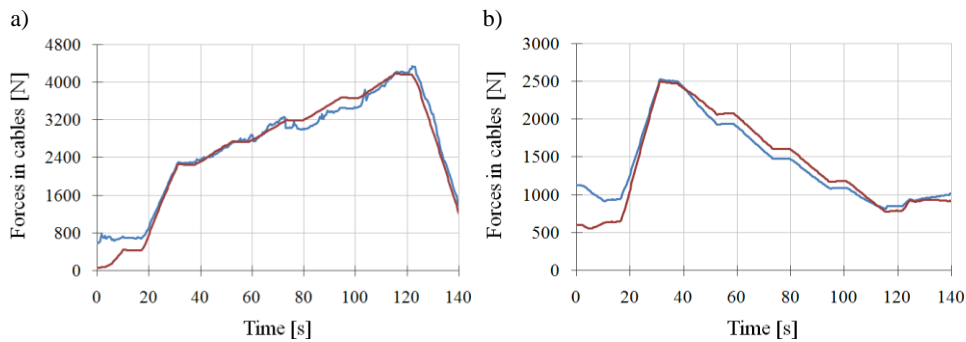


Fig. 6. BS 02 – change of the axial forces in the bottom cables (a) and top cables (b)

4. Numerical analysis

A finite element model of the active tensegrity unit was created in the ANSYS software as is shown in Fig. 7. The following types of finite elements were used [4]:

- LINK10 tension-only spar (e1) for the top and bottom cables,
- LINK10 compression-only spar (e2) for the compressed members,
- LINK11 linear actuator (e3) for the active member (AP).

The geometrically nonlinear calculation takes into account the impact of large displacements. Real constants and material properties are shown in Tab. 1. The finite element model of the active tensegrity unit is supported at the nodes 1, 3, 4 (in the Y axis direction) and node 5 (in the X, Y and Z axes direction).

Comparison of results

In Figure 8 and 9 are compared and verified the experimentally measured results obtained from the test BS 01 with those obtained by the finite element method analysis of the active tensegrity unit model in ANSYS software.

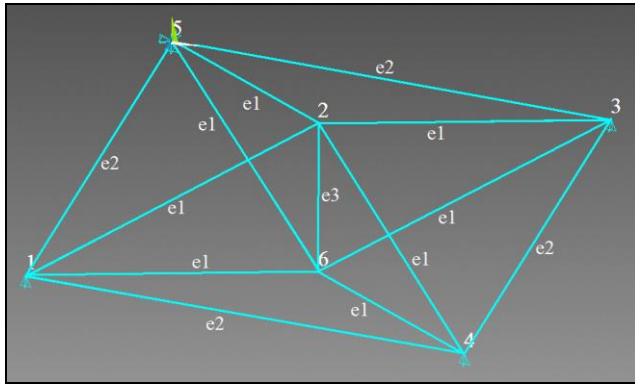


Fig. 7. A finite element model of the active tensegrity unit

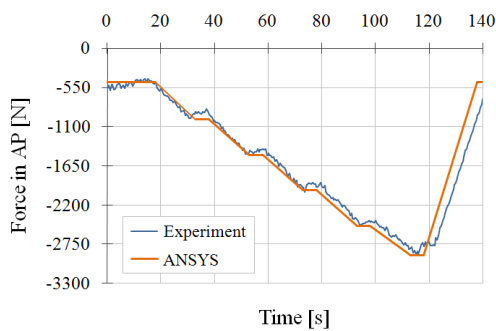


Fig. 8. BS 01 – change of the axial forces in the action member AP

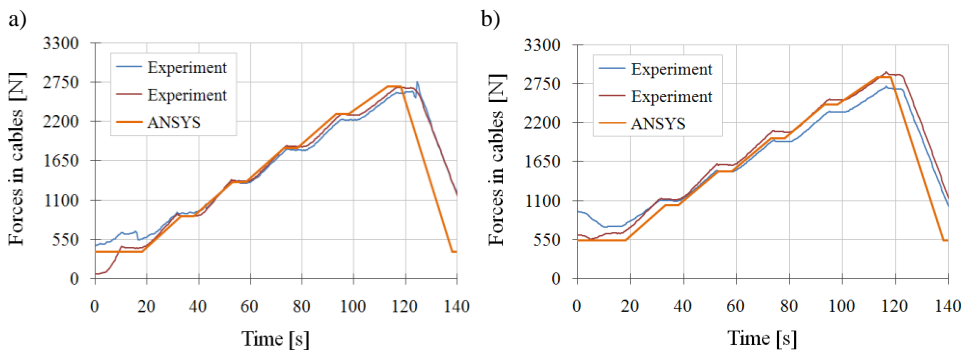


Fig. 9. BS 01 – change of the axial forces in the bottom cables (a) and top cables (b)

In Figure 10 and 11 are compared and verified the experimentally measured results obtained from the test BS 02 with those obtained by the finite element method analysis of the active tensegrity unit model in ANSYS software.

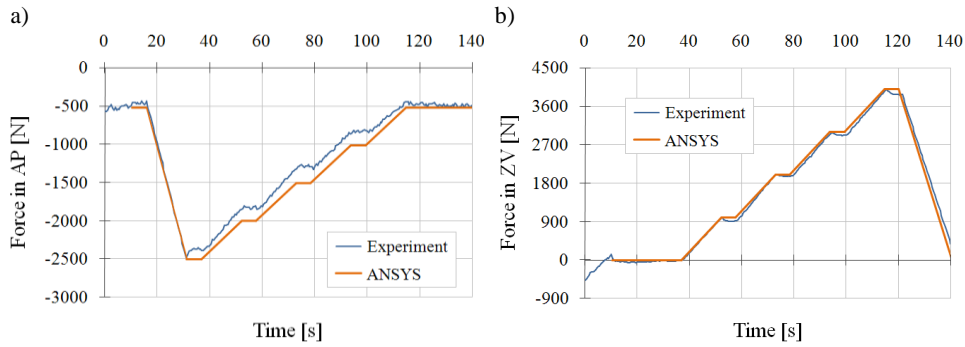


Fig. 10. BS 02 – change of the axial forces in the action member AP (a) and in the loading member ZV (b)

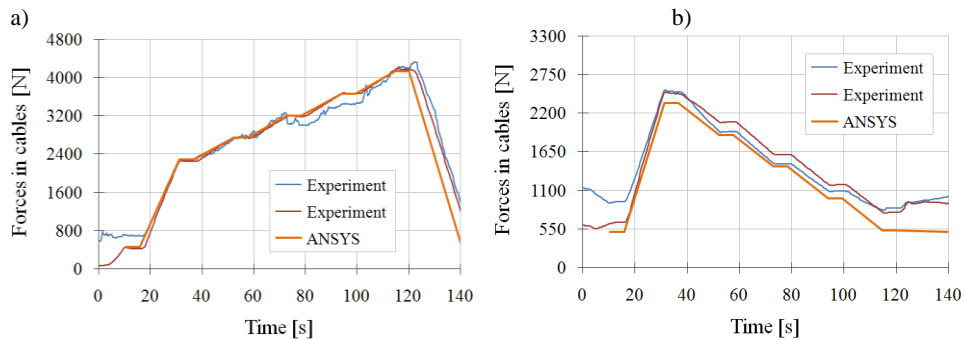


Fig. 11. BS 02 – change of the axial forces in the bottom cables (a) and top cables (b)

5. Conclusions

The experiments BS 01 and BS 02 are only basic tests, which are aimed to prove the functionality of the prototype of the active tensegrity unit as well as the functionality of the whole test set.

In the future experimental program more exacting tests will be developed. Tests will have a longer duration and they will also include various control instructions through which it will be possible to modify the shape of the tensegrity unit and the level of the prestressing forces in the cables. Control instructions enable the fulfillment of all design criteria at any time of an exploitation of the structure tested. Using the cables made of synthetic materials will be also considered and the time dependent behavior will be investigated.

This work is a part of the Research Project No 1/0400/09, partially founded by the Scientific Grant Agency of the Ministry of Education of Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences. The present research has been

carried out within the project ITMS 26220120018 Centre of excellent integrated research of the progressive building structures, materials and technologies, supported from the Structural funds of the European Union.

References

- [1] Saitoh M.: Beyond the tensegrity, a new challenge toward the tensegric world, International Symposium of IASS, Theory, design and realization of shell and spatial structures, H. Kunieda (ed.), IASS, Nagoya, Japan 2001, TP 141.
- [2] Fest E., Shea K., Donner B., Smith L.F.C.: Adjustable tensegrity structures, Journal of Structural Engineering, vol. 129 (2003), no 4, pp. 515-326.
- [3] Wang B.: Simplexes in tensegrity systems, Journal of the IASS, vol. 40 (1999), no 1, pp. 57-64.
- [4] ANSYS Inc., Release documentation of Ansys 11.0, Southpointe, 275 Technology Drive, Canonsburg 2005.

Sergej PRIGANC¹

Štefan KUŠNÍR²

Peter SABOL³

Technical University of Košice

ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES AFTER INTERFERENCE IN THE SUPPORT SYSTEM OF THE BUILDING – PART 1

The paper describes the process of concrete structures after interference in the support system of the building. The material properties, the experimental verification, static analysis of the structure and design of its reconstruction are listed. Reconstruction of the bearing structure had to be implemented in a very short time.

1. Introduction

A change in the function of the building, resp. changes in the utilization of some parts may lead to radical changes in the static function of an entire bearing structure. In this paper, the complex analysis of the structure after unprofessional interference on a wing of the cellular framed structure is mentioned. The stress and deformation before and after reinforcing and strengthening of the support structure were analyzed. This paper places emphasis on the necessity of a serious diagnosis after a modification to the structure.

2. Actual situation

The building mentioned was constructed in the 1960s. Because of changes of function in certain parts of the building, an assessment of the relevant areas was conducted. Significant deterioration and failures at certain points in the bearing structures were found during the assessment. The bearing system consists of external masonry walls and a longitudinal three-span steel reinforced concrete frame, which supports the classical joist ceiling. The slab of the joist ceiling is continuously supported (Fig. 1).

¹ sergej.priganc@tuke.sk

² stefan.kusnir@tuke.sk

³ peter.sabol@tuke.sk

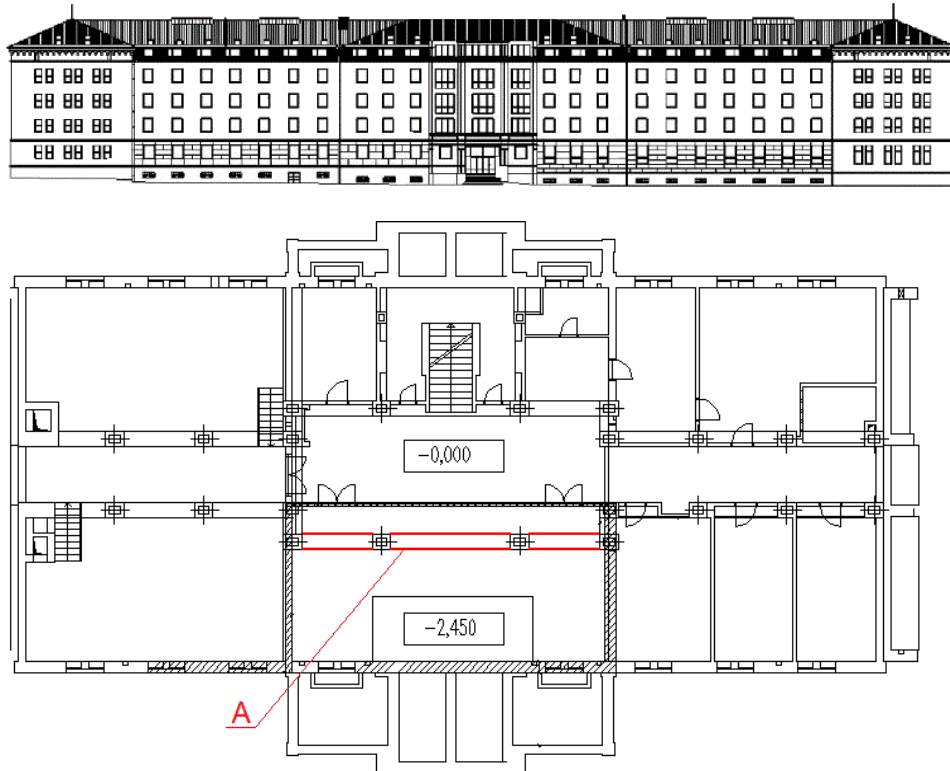


Fig. 1. Plan of the underground floor: A-RC frame

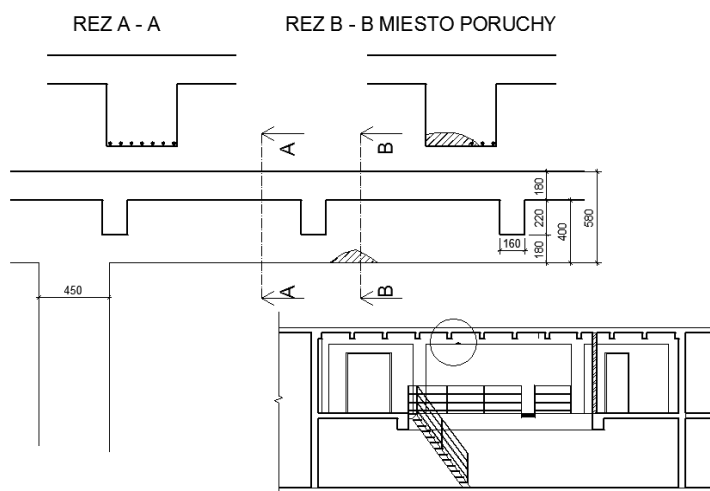


Fig. 2. Detail of part of the construction where interference in the support system occurred

There are four levels situated above the ground and one sublevel. The foundation strips and footings are located under the walls and columns. At the time of inspection, several reconstruction works were already in progress in these areas, removing old technology and preparing the structure for its new function. During the reconstruction many failures of the supporting structures were discovered.



Fig. 3. Illustration of the compromised (cut) reinforcements of the transverse beam

3. Changes of the structural support as a consequence of non-professional interference

By visual inspection alone, damage induced on the reinforced concrete frame was discovered. For example, many cracks in the transverse beam and in the reinforced concrete slab were visibly evident. The transverse beam contained many serious defects (Fig. 2). It was revealed that immediate action was required to prevent catastrophic failure. Part of the bearing reinforcement was cut from the transverse beam which is situated on the lowest floor (length approx. 250 mm) (Fig. 2). From a total number of 7 bars, 4 reinforcement bars were cut (Fig. 3).

This part of the frame is the most exposed, because it supports the entrance and congregating areas. The interference was unprofessional and dangerous. In consequence to cuts in the reinforcement, extension cracks on the bearing elements markedly decreased the rigidity of the structure; effects of which were visible on bearing elements and on their flanking bearing and non-bearing components. Indubitable was the deflection imposed on the transverse beam which was evident on the supported structure's floor. An indication of the measured increase in the deflection was visible in the ceramic flooring, which responded immediately in the form of continuous surface cracks (Fig. 4).



Fig. 4. Illustration of the cracked floor above a part of the ceiling which was subjected to damage from failure in the transverse beam

4. Diagnostic structure

The defects were so explicit, that there was an immediate need for intervention. It was imperative to make several operative steps, without any additional observation. The transverse beam was propped up by timber columns and all other reconstruction work was stopped (Fig. 5).



Fig. 5. Illustration of the propped up columns supporting the transverse beam

All steps were immediately followed up by a diagnosis of the bearing structure, which documented and measured all cracks that arose: their width, position and inclination. Widths of the cracks were measured using calipers, the positions of the cracks were measured with measuring-tape and their position was drawn and documented according to standards. All activities were photo-

documented. Passive cracks were monitored immediately after the location of the damage. A gypsum target was set for the bearing elements that suffered the most damage; the transverse beam, beams and continuous slab respectively (Fig. 6).



Fig. 6. Illustration of the gypsum targets for the transverse beam, beam and continuous slab

In reference to some of the knowledge gained from the measured and documented cracks, it was found that the slab, had repeated lengthwise cracks perpendicular to the primary reinforcement slab. Timber columns were erected in the midrange of the continuous slab. The most damaged areas, contained cracks that were up-to 1 mm wide. Important slanting cracks were found in the beams, at the connections of the transverse beam connected with widths larger than 0.5 mm. An overload of the shearing resistance induced on this element was the second problem that needed urgent attention. Significant perpendicular cracks in the longitudinal axis were found in the transverse beam that suffered unprofessional interference - cuts in parts of its reinforcement. Cracks were located at the transverse beams connection joints, parallel to either side of the beam closest to the fault where unprofessional interference occurred. The cracks were located throughout the height of the transverse beams and continued onto the horizontal cracks of the slab. The cracks separated the transverse beam into quasi-separate blocks joined lengthwise by reinforcement bars. It was a clear expression of overload due to excessive shearing resistance placed on the transverse beam. This unprofessional interference on the bearing structure caused many problems in the building's ability to function.

5. Results

All diagnostic processes had to be conducted post haste. Increased attention was paid to following the deformation of the gypsum target, measuring the real dimension elements and strength characteristics of the concrete and reinforcement. The dimension elements of the frame structure and elements of the timber ceiling were checked using measuring-tape (Fig. 7).



Fig. 7. Measuring the dimensions of particular structural elements of reinforced concrete frame

The client did not provide any original building documentation for the bearing system. It was therefore necessary to prepare the relevant background papers for examination of the bearing structure. Consequently an additional task was to find out the strength characteristics of the concrete that had to be inspected using non-destructive methods - Schmidt impact hammer type N (Fig. 8). Homogeneity of the concrete was checked by means of an ultrasound apparatus.



Fig. 8. Non-destructive method of determining concrete strength by means of Schmidt impact hammer tests

Particular attention was addressed to documentation of the reinforcement. The position and number of the reinforcing bars were detected using non-destructive methods by applying a magnetic indicator known as a Profometer. The diameters of the bars were determined by measuring the diameters of the uncovered reinforcement at critical cross-sections areas. A rusted reinforcement bar was cleansed before measuring its diameter. Diameter of the reinforcement was measured using a slide caliper (Fig. 9).



Fig. 9. Cleaning of reinforcement and consequent measurement of its diameter using a slide caliper

The diameter of the reinforcement was determined and the position of the reinforcement was drawn under the slab (Fig. 10). The same methods were used to find the diameter of the reinforcement in the transverse beam and slabs (Fig. 11).



Fig. 10. Position and marking of the reinforcement on the flooring plate of the ceiling using a magnetic indicator – Profometer



Fig. 11. Position and marking of the reinforcement in the frame and in the transverse beam using a magnetic indicator – Profometer

6. Stabilizing the bearing structure and a consecutive analyses

After the defects were found, an effort was made to stop the process of infringement on the bearing structure. The load bearing capacity of the cut-off reinforcement was restored post haste. In parallel the gypsum target was monitored. In the course of three days from the moment of interference all targets were damaged. It was a clear signal of an infringement in the structure. Renovation of the bearing structure was secured and missing reinforcement was supplemented and welded to restore the load bearing capacity. (Fig. 12).



Fig. 12. Restoring the load bearing capacity of the beam by welding and rejoining the cut reinforcement

7. Conclusion

A „small interference in the bearing structure of a building” by inexperienced workers can cause major local damage and cause negative global consequences. A follow up paper will focus on the needs for a diagnosis and reconstruction plan and realization of the damaged structure.

References

- [1] Priganc S., Bahleda F.: Diagnostika a zosilňovanie betónových prvkov, SvF TU, no 7/2005, Košice, s. 124.

Sergej PRIGANC¹
Štefan KUŠNÍR²
Peter SABOL³
Technical University of Košice

ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES AFTER INTERFERENCE IN THE SUPPORT SYSTEM OF THE BUILDING – PART 2

The paper describes the process of concrete structures after interference in the support system of the building. The material properties, experimental verification, static analysis of the structure and design of its reconstruction are described. Reconstruction of the bearing structures had to be carried out in a very short time.

1. Introduction

In this paper – part 2 (*Analysis of concrete structures after interference in the support system of the building – part 1* [1]), an example of the complex examination of the structure after unprofessional interference in the wing of the cellular framed structure is mentioned. The stress and deformation before and after the reinforcing of the support structure is analyzed. This paper emphasizes on the necessity for a serious diagnosis and restoration of the structure.

The technical solution of the renovation for the continuity reinforcement is showed in Fig. 1 and 2. The continuity of reinforcement was secured and supplemented by consequential welds joining the missing parts of the steel reinforcement bars. It was not possible to weld according to required norms because of poor accessibility to the areas that needed to be welded. The transverse fill was welded at each bar cut-off point and reinforced with an adjoining L cross section with dimensions of 35 x 35 x 5 mm.

Those sectional areas are the same as the sectional areas of the reinforcement bars and the length of the welds were designed according to the full original strength in reinforcement. According to the age of the structure and the shape of the bars the reinforcement was identified as E 10 216 with strength 210 MPa.

¹ sergej.priganc@tuke.sk

² stefan.kusnir@tuke.sk

³ peter.sabol@tuke.sk

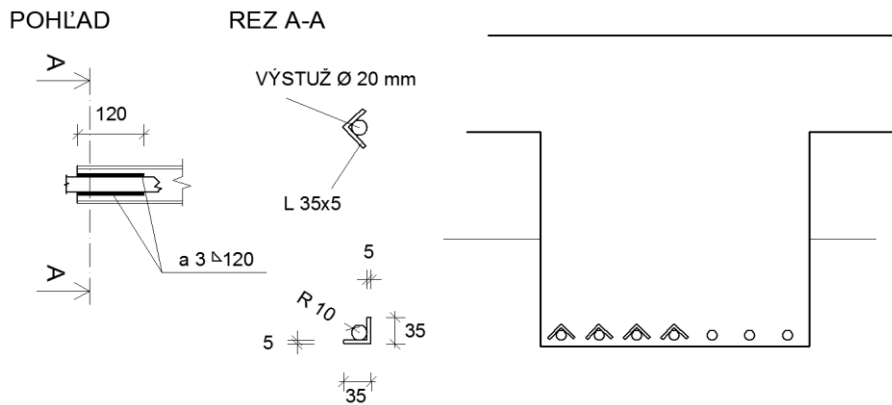


Fig. 1. The technical solution for renovation continuity

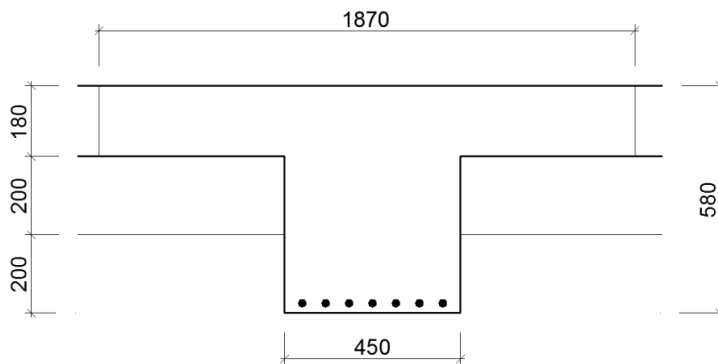


Fig. 2. Shape and dimensions of a section of the transverse beam after renovation in the continuity reinforcement

2. Analysis of the compromised structure, proposal and realization for its final reconstruction

Applying the Schmidt impact hammer, the strength of concrete measured 17,5 MPa which corresponds to concrete class C12/15. The beam is reinforced by 7 bars (20 mm, steel E10 216 with strength 210 MPa). The cover of the reinforcement is 15 mm. The effective width b_w was pinpointed as 1,87 m because this element constitutes a continuous structure, and co-operates with the slab.

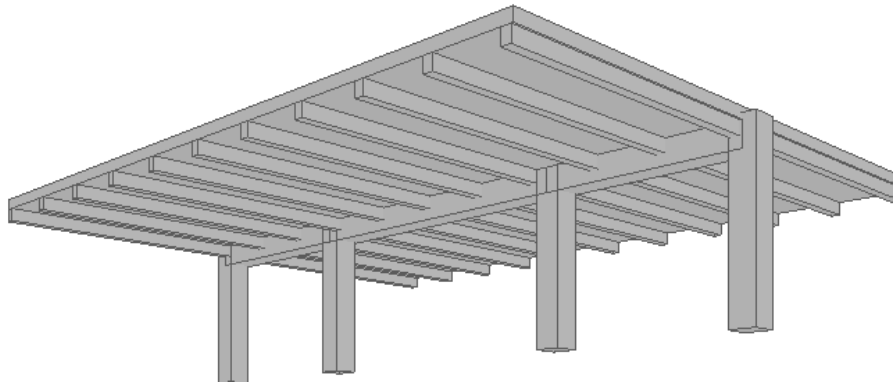


Fig. 3. Model of original structure

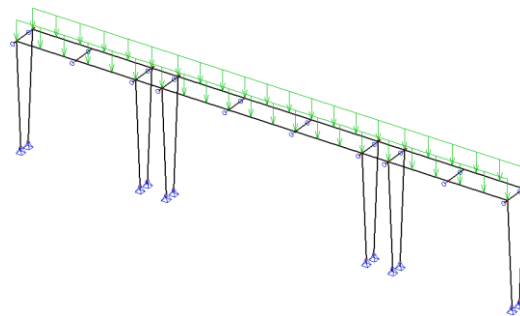


Fig. 4. Computing model utilizing a slanting column at the internal span of the frame

The bending resistance was measured at $M_{Rd} = 217,5$ kNm. The value of the load (including the constant and variable load), which was applied to the structure measured, is $f_d = 29$ kN/m⁻¹. After renovation to restore the bearing structure it was decided to strengthen the existing support using a steel support structure because of the impossibility of knowing the exact material characteristics, supplementary reinforcement and quality of the welds. The new steel support was designed to transmit 50% of the existing load valued at $f_d = 14,5$ kNm⁻¹, and the linear load on one beam assessed at $f_d = 75$ kNm⁻¹. The models of the construction and the calculation of the sectional forces were designed using the program SCIA ESA 2010 (Fig. 3 and 4).

The structure was modeled without any damage in order to find the most exact maximum loads (Fig. 5). The resistance of the T cross-section of the transverse beam was considered. From analyses the results signified, that the structure needed to be strengthened because of the damage and marked redistribution of the sectional forces. This information complied with our previous assumptions. The steel structure was designed to respect the demands of the client. The demands adhered to the underpass minimum height and the

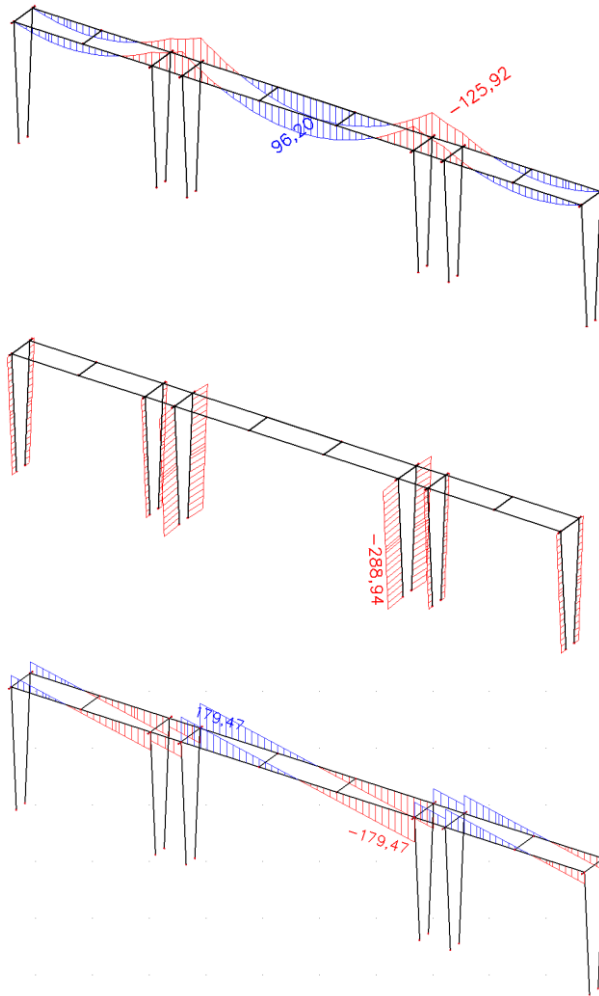


Fig. 5. Sectional forces acting on the model of the support structure

size of the edge spans of the reinforced concrete frame. The support of the structure below which consists of girders which are supported by a cross-beam frame was deemed the optimal solution (design) for the reconstruction.

The height of the steel sections was modified using a differential value between the height of the transverse beam and the height of the beams in Fig. 2 and 10. Supports were designed from steel pipes (Fig. 6-10).

Proposed cross-section elements of the steel construction were necessary to maximize the underpass height in the central span. Therefore a higher steel grade S 355 for the cross section 2 x U 200 was used. For other elements, steel grade S 235 (Fig. 10) was used.

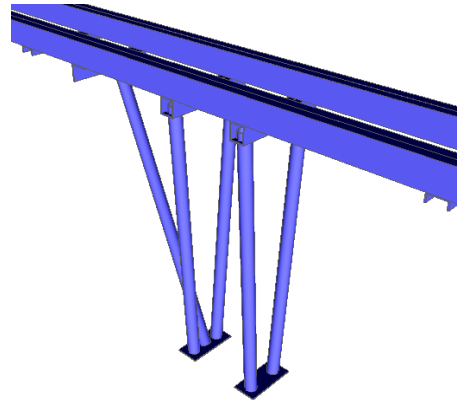


Fig. 6. Visualization of the steel structure with slanting columns

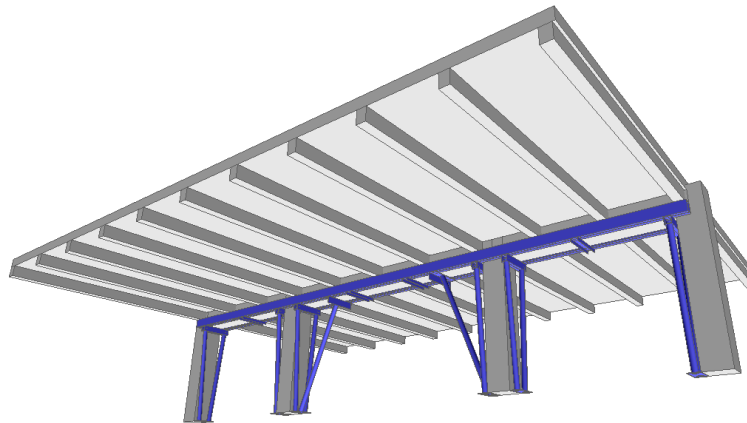


Fig. 7. Model of the support structure with slanting columns

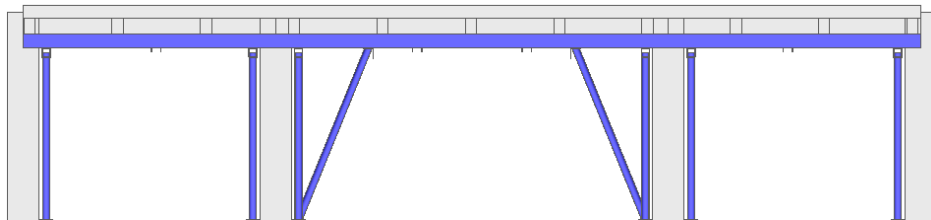


Fig. 8. Primary form of the plate, and below a three – dimensional model of the structure

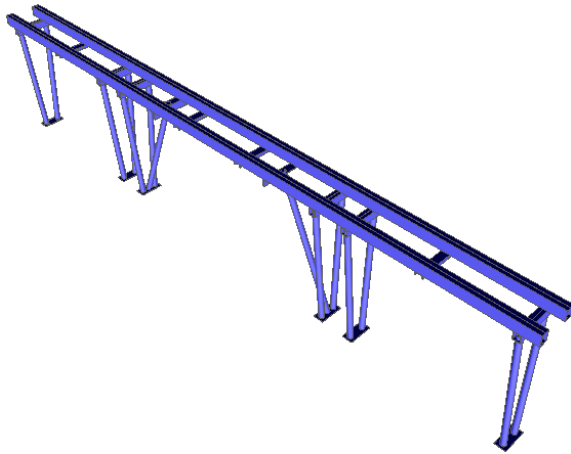


Fig. 9. Character and arrangement of particular elements for the additional steel support structure

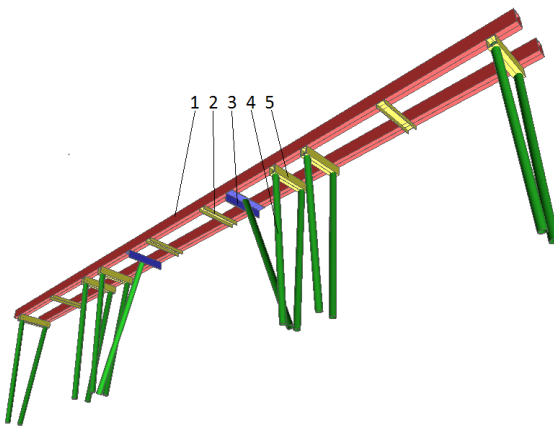


Fig. 10. Character and arrangement of particular elements of the steel structure model for additional steel structure – description in the table

In Figure 10 the cross-sections are color coded and numerical specified. Overall, 1952 kg of steel was required, 1228,5 kg thereof, S 355 grade steel and 723,5 kg is S 235 grade of steel (Tab. 1). The process for establishing the individual parts of the support construction was very simple. The lifting elements of the steel structure, used threaded bars as is documented in Fig. 11.

Table 1. Description of the steel elements

Number	Type of cross-section	Steel grades
1	2 x U 200	S 355
2	U 140	S 235
3	L 150 x 12	S 235
4	CFCHS 101,6 x 6,3	S 235
5	2 x U 140	S 235



Fig. 11. Process of installing the steel construction

Figure 12 illustrates the reconstructed view of the bearing structure. The continuous steel frame has an internal span with slanting. After the installation of all elements the construction was painted with an anticorrosive coating.



Fig. 12. Illustration of the load bearing structure reinforced by a steel frame

3. References

Despite almost immediate intervention and realization for strengthening the structure, long-term monitoring of the real behavior of the bearing structure, verified that the correct proposal for reconstruction was undertaken which eliminated any doubt of hidden damage and defects.

4. Conclusion

Sometimes „a small interference in the bearing structure of a building” by inexperienced workers can cause local failure that could result in very troublesome global consequences. We can conclude that the diagnosis must be made by experts. All responsible members must apply the correct analysis procedures and employ it for each particular proposal’s specific conditions.

We can conclude that even small interventions in the building’s support system must always be confirmed by an expert – designer, structural engineer.

References

- [1] Priganc S., Kušnír Š., Sabol P.: Analysis of concrete structures after an interference in the support system of the building, XIII International Scientific Conference, Slovakia, Košice 2011.

Janusz RAK¹
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK²
Monika SOLECKA
Technical University of Rzeszow

CHANGEABILITY OF WATER CONSUMPTION IN THE CITY OF RZESZÓW

The aim of the work is the analysis of water consumption in Rzeszów city. The quantity of produced water in Water Plants: Zwiężczyca I and Zwiężczyca II were performed for years 2007-2009. The individual average twenty-four hour water consumption per one inhabitant was estimated. A stable decrease was observed in annual water consumption in years 2000-2009. On the example of housing estate Nowe Miasto, the analysis of water consumption concerning the heights of the buildings was made. The biggest individual water consumption was marked in ten-storey house, and the smallest in single-family house. The next step regard the water consumption depending on the days in week. The biggest water consumption was in Thursdays, and the smallest in Sundays. Also the maximum and minimum twenty four hour water consumption in the division into months in 2009 year were determined.

1. Introduction

In Rzeszów water pipes form a vast and dense network, working at 80% in the ring. Thanks to it, greater efficiency of the entire distribution system is ensured. Pipes spread beyond the city limits, supplying water to the adjacent municipalities of Boguchwała, Głogów Młp., Krasne, Tyczyn, Świlcza, but these places are less than 8% of the total sale of water [1-4]. The water supply network consists of five water mains, which transport water from the intakes in the direction of the expansion tanks. Simultaneously, the area of the city is powered from numerous branches:

1. The water main „Rzeszów” ($\Phi 315$) is the oldest main in the city (the 1934 cast iron). It supplies water to the residents of Hetmańska Street, 3 May Street and Krakowska Street.
2. The water main „0” ($\Phi 1200$, $\Phi 1000$, $\Phi 800$) is the newest and largest main in Rzeszów. It brings water from the water treatment plant

¹ erakjan@prz.edu.pl

² kpiet@prz.edu.pl

Zwiężczyca II to the north – west part of the city and to the tanks in Baranówka.

3. The water main „1”(Φ400) transports water from the water treatment plant Zwiężczyca I to the centre and to the northern area of the city. This pipeline has two branches, one of which feeds Boguchwała and Mogielnica, and the other one Zwiężczyca, Raclawówka and Niechobrz.
4. The water main „2” (Φ400) transports water from the water treatment plant Zwiężczyca I to the south and central part of the city.
5. The water main „3”(Φ400) is used to transport water from the water treatment plants Zwiężczyca I and II to the east and north – eastern area of the city. It powers the tanks in Pobitno. At the initial section of the water main there are two branches, Φ150 and Φ100, which supply water to the districts Budziwój and Biała.

Thanks to such layout of water mains there is the possibility to control water flow to various parts of the city, using the available pressure in the pumping station. The largest amount of water flows by the water mains „0”, „1” and „2”, powering a left-bank part of the city. They cooperate with the tanks in Baranówka. The right-bank part of the city is powered by the water main „3”, which cooperates with the tanks in Pobitno. Both parts of the city are connected by three pipelines (Φ400), which run along the bridge on the Wisłok river.

2. The quantity of water produced and treated in Zwiężczyca

2.1. Water treatment plant I

Table 1 shows the production of water in the water treatment plant I in the years 2007-2009. Data from 2007 are lower than in subsequent years because from April to December the plant was shut down due to modernization. At that period of time water was produced only in the water treatment plant II.

Table 1. The quantity of water produced in the water treatment plant I in the years 2007-2009

Year	The quantity of water	
	[m ³ /year]	[m ³ /day]
2007	1 966 743	5 388
2008	6 284 090	17 217
2009	5 970 434	16 357

2.2. Water treatment plant II

Table 2 contains data on the production of water by the water treatment plant II in the years 2007-2009. The production of water in the water treatment

plant II in 2007 is, as in the water treatment plant I, not typical, because the water treatment plant I was then modernized.

Table 2. The quantity of water produced in the water treatment plant II in the years 2007-2009

Year	The quantity of water	
	[m ³ /year]	[m ³ /day]
2007	10 912 819	29 898
2008	6 682 912	18 309
2009	6 569 113	17 998

3. Analysis of water consumption

3.1. Unit water consumption

The basic parameter for calculating water consumption is unit water consumption indicator [m³/person per day]. This is the ratio of daily water consumption (Q_d) to the number of inhabitants. Table 3 presents the decline in unit water consumption in the past three years.

Table 3. Unit water consumption of Rzeszów

Year	The number of inhabitants	Water consumption		Unit water consumption [m ³ /person per day]
		[m ³ · 10 ³]	[m ³ /d]	
2007	170 700	9 709	26 600	0,156
2008	172 700	9 479	25 970	0,150
2009	177 800	9 409	25 778	0,145

The above table and a graph show that the unit water consumption for one inhabitant per day was from 156 dm³/person per day in 2007 to 145 dm³/person per day. Unit water consumption decreases with each passing year (in 2000 it was 191 dm³/person per day).

3.2. Water consumption in the city of Rzeszów in the years 2000-2009

The analysis of water consumption over the years and in particular months was based on information from the Sales Department at Municipal Enterprise for Water and Sewage (MEWS) in Rzeszów. Data refer to the quantity of water sold to customers. Table 4 shows water consumption in Rzeszów in the past ten years.

Table 4. Water consumption in the city of Rzeszów in the years 2000-2009

Year	Water consumption	
	[m ³ /year]	[m ³ /d]
2000	11 288 000	30 926
2001	10 762 000	29 485
2002	10 418 000	28 542
2003	10 155 000	27 822
2004	9 766 000	26 756
2005	9 603 000	26 310
2006	9 640 000	26 411
2007	9 709 000	26 600
2008	9 479 000	25 970
2009	9 409 000	25 778

In the years 2000-2009 there was a decrease of water consumption in Rzeszów by 17%. The reason is, among others, use of efficient appliances in households and permanent increase in price of 1 m³ of water. The decrease of water consumption is also caused by reducing water consumption by major industrial users.

It may be noted that after years of a large drop in demand for water, there was a slight increase in water consumption, which may be partly dictated by the connection of new areas to the city (since 2006). It also proves the stabilization of the lower border value of unit water consumption in households in the city.

3.3. Monthly water consumption in Rzeszów in 2009

Water consumption in the subsequent months of the year depends on many factors. The important factor is the season of the year. In winter and holidays

Table 5. Monthly water consumption in Rzeszów in 2009

Month	Water consumption	
	[m ³ /month]	[m ³ /d]
January	738 046	23808
February	702 180	25078
March	788 888	25448
April	822 430	27414
May	781 247	25202
June	852 788	28426
July	787 909	25416
August	754 428	24336
September	808 895	26963
October	814 472	26273
November	779 820	25994
December	778 271	25106

water consumption is the lowest. When there is drought – water demand is higher (eg. for watering plots, gardens), and in rainy period customers use less water. The changing number of residents (students, people leaving on holidays, commuters and seasonal workers) is also important. Table 5 lists the water consumption in each month in 2009.

The highest daily consumption occurs in June – 28 426 m³/d and lowest in January – 23 808 m³/d.

3.4. Water consumption depending on the height of buildings

The data used in this chapter were obtained from the Housing Cooperative „New Town” in Rzeszów and from the Municipal Enterprise for Water and Sewage. The study involved use of water by the residents of selected buildings and houses in the New Town estate in 2009. Table 6 shows the number of inhabitants and water consumption depending on the height of buildings.

Table 6. Water consumption depending on the height of buildings

No	Building	Number of floors	Number of people	Water consumption	
				[m ³]	[m ³ /person per day]
1	block	X	347	16021	0,126
2	block	X	365	18432	0,138
3	block	X	421	20773	0,135
4	block	IV	267	10855	0,111
5	block	IV	471	19444	0,113
6	block	IV	203	8209	0,111
7	tenement house	III	26	867	0,091
8	tenement house	III	46	1833	0,109
9	tenement house	III	45	1585	0,096
10	house	–	3	84	0,077
11	house	–	5	192	0,105
12	house	–	4	144	0,099

Based on the data depicted in a figure, one can observe some dependence between the height of construction and water consumption. The higher the building the higher the demand for water. In ten-storey blocks water consumption is the highest, the lowest demand occurs in the houses.

3.5. Water consumption depending on the day of the week

The great regularity of water consumption can be seen in a weekly cycle. On Monday water consumption is low, then rises and reaches the highest value in the middle of the week. Then water consumption gradually decreases, reaching a minimum value on Sunday. Such a distribution of water consumption

is the result of the nature of the city – in the week, people come to work and various investments in the capital of Subcarpatian are carried out. Table 7 shows water consumption in the ordinary working week, from 18 to 24 May 2009.

Table 7. Water consumption depending on the day of the week

The day of the week	Water consumption [m ³ /d]
Monday (18.05)	37 652
Tuesday (19.05)	38 089
Wednesday (20.05)	38 349
Thursday (21.05)	39 748
Friday (22.05)	36 574
Saturday (23.05)	34 537
Sunday (24.05)	31 358

3.6. Daily water consumption Q_{\max} and Q_{\min} in 2009

Table 8 summarizes the highest (Q_{\max}) and the lowest (Q_{\min}) daily water consumption by the public in particular months in 2009.

Table 8. Q_{\max} i Q_{\min} in particular months in 2009

Month	Q_{\max} [m ³ /d]	Q_{\min} [m ³ /d]
January	41 708 (08 – Thursday)	35 315 (02 – Friday)
February	40 972 (02 – Monday)	32 564 (09 – Monday)
March	39 385 (24 – Tuesday)	31 171 (12 – Thursday)
April	40 489 (29 – Wednesday)	23 685 (12 – Sunday, Holiday) min
May	42 517 (15 – Friday)	31 333 (31 – Sunday)
June	40 152 (09 – Tuesday)	29 437 (11 – Thursday, Holiday)
July	43 563 (15 – Wednesday)	30 775 (12 – Sunday)
August	44 213 (05 – Wednesday) max	28 292 (16 – Sunday)
September	37 986 (02 – Wednesday)	30 938 (06 – Sunday)
October	38 932 (22 – Thursday)	34 211 (19 – Monday)
November	39 237 (20 – Friday)	30 027 (01 – Sunday, Holiday)
December	39 350 (02 – Wednesday)	30 369 (26 – Saturday, Holiday)

The highest daily consumption took place in August (05 August), and the lowest in April (12 April).

3.7. Water price versus inflation

The analysis was performed assuming that the price for 1 m³ of water in 2000 was 100%. Table 9 presents the formation of water prices, according to MEWS, Rzeszów and inflation, according to Central Statistical Office, in the last decade.

Table 9. Water price versus inflation in Rzeszów in 2000-2009

Year	The price for 1 m ³ of water	The percentage increase of water prices	Inflation
	[zł]	[%]	[%]
2000	1,50	100,0	100,0
2001	1,87	124,7	105,5
2002	2,04	136,0	107,4
2003	2,08	138,7	108,2
2004	2,12	141,3	111,7
2005	2,17	144,7	113,8
2006	2,18	145,3	114,8
2007	2,22	148,0	117,3
2008	2,35	156,7	121,5
2009	3,16	210,7	125,0

Over the past ten years the price for 1 m³ of water has grown steadily. The price of water increased by 110,7% and inflation by 25%. In 2009, the residents of Rzeszów paid for water two times more than in 2000.

4. Conclusion

Analysis of water consumption in Rzeszów showed that water demand throughout the year is uneven and is subject to fluctuations. It is formed by many factors, including climatic conditions, local conditions, holidays, public holidays, lifestyle, accidents, the amount of pressure in the network, failures in the network and equipment failures etc [5].

The winter months are characterized by less use of water than the summer months. In 2009, the highest demand for water was in June, the lowest in January. One could also note that the highest water consumption occurred on working days, while the lowest was on Sundays and public holidays. Detailed analysis showed that the highest amount of water per year is consumed by households (74,29%) and the lowest by industry (10,41%).

The phenomenon of decreasing consumption of tap water, which occurred during study, can be assessed as positive, because it is associated with a rational water management and saving. Significant positive changes have occurred in the factors that previously caused the waste of water. Better and more modern materials and fittings for installation appear on the market. All of this creates the technical possibilities of reducing or even eliminating water losses due to leakage in residential installations [6-9].

Apart from technical reasons for reducing water consumption, clearly favourable economic factor – increasing price for 1m³ of water – also occurred. All this results in rationalization of water consumption, leading consequently to a decline in unit water consumption. The performed analysis shows that

population increases and unit water consumption decreases – from 156 m³/d in 2007 to 145 m³/d in 2009.

References

- [1] Pietrucha K.: Analiza czasu odnowy i naprawy podsystemu dystrybucji wody dla miasta Rzeszowa, Instal, z. 10, 2008, s. 113-115.
- [2] Rak J., Studziński A.: The chosen problems of Rzeszów water supply system exploitation, 10th Scientific Conference Rzeszów-Lviv-Kosice „State of art. Trends of development and challenges in civil engineering”, Technical University of Kosice, Slovakia 2005, pp. 328-335.
- [3] Kwietniewski M., Rak J.: Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce – stan badań i możliwości jej poprawy, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa 2009.
- [4] Solecka M.: Zużycie wody w mieście Rzeszowie, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2010 (praca niepublikowana).
- [5] Bugajski P., Satora S.: Zmienność jednostkowego zużycia wody przez mieszkańców Olkusza, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, nr 5/2009, s. 51-60.
- [6] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Analiza zużycia wody przez mieszkańców Dębicy, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska, vol. 42, 2007, pp. 113-122.
- [7] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Analiza zużycia wody do picia w mieście Rzeszowie, mat. konf. IV Międzynarodowej Konferencji, XVI Krajowa Konferencja „Zaopatrzenie, jakość i ochrona wód”, PZITS O/Wielkopolski, Kraków-Poznań 2000, s. 927-933.
- [8] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Analiza zużycia wody do spożycia w wybranych osiedlach miasta Rzeszowa, mat. Konferencji Naukowo-Szkoleniowej „Problemy budownictwa wodnego i gospodarki wodno-ściekowej w Polsce ze szczególnym uwzględnieniem regionu Podkarpacia”, Myczkowce 2001, Wydaw. RZECH-DRUK, Rzeszów 2001, s. 236-240.
- [9] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: Zużycie wody do spożycia w mieście Rzeszowie z uwzględnieniem wysokości zabudowy, mat. konf. VI Międzynarodowej Konferencji Naukowej Rzeszów-Lwów-Koszyce, Wydaw. Politechniki Lwowskiej, Lwów 2001, s. 6-13.

ZMIENNOŚĆ ZUŻYCIA WODY W MIEŚCIE RZESZOWIE

Streszczenie

W pracy przedstawiono analizę zużycia wody w mieście Rzeszowie. Dokonano analizy wyprodukowanej i uzdatnionej wody w ZUW I oraz ZUW II w latach 2007-2009. Oszacowano jednostkowy wskaźnik zużycia wody. Analiza zużycia wody w Rzeszowie wykazała, że zapotrzebowanie na wodę w ciągu roku jest nierównomierne i podlega wahaniom. Przedstawiono zużycie wody w zależności od wysokości zabudowy. Największe zużycie wody zaobserwowano w piętrowych blokach z płyt, natomiast najmniejsze – w domach jednorodzinnych. Wykazano dużą prawidłowość zużycia wody w cyklu tygodniowym – w poniedziałek zużycie wody jest niskie, następnie wzrasta i największą wartość osiąga w środku tygodnia. Zestawiono doby o największym i najmniejszym zużyciu wody przez odbiorców w poszczególnych miesiącach w 2009 r.

Tomáš RENČKO¹,
Anna SEDLÁKOVÁ²
Technical University of Košice

IMPLEMENTATION OF VENTILATED AIR CAVITIES AND PROBLEMS WITH THERMAL BRIDGES

Historical buildings generally have no, or only have a passive protection of structures against the ingress of moisture in contact with soil. Materials embedded in structures of these buildings are often saturated with moisture. When reconstructing, we must apply a different methodology than when reconstructing the newer buildings. Differentiated treatment is affected by traditional construction technologies and also by the mechanical and physical properties of building materials. As regards listed historic monuments, special „barrier” is constituted by the monument protection office, or rather the opinion of the representative of the monument protection office. Its priority is the selection of those remedial treatments, which, if not stop the spread of moisture, at least eliminate it. In all of that there is the emphasis on the methodology of preservation of historical monuments and constructional possibilities of historic buildings. With respect to the abovementioned requirements, the acting humidity can be effectively removed, using ventilated air cavities. These are commonly used in connection with remedial treatments of damp masonry, especially in historic buildings.

1. Moisture and buildings

Structural damages due to moisture can be caused by splash water, driving rain and other weather conditions, by hygroscopic moisture, by condensate resulting from wrong ventilation and heating habits or by rising damp.

A basic requirement with rising damp is the installation of a retrofitted horizontal damp proofing course with the essential accompanying treatments. Only once the cause of the moisture penetration into the masonry wall has been eliminated, the masonry will dry out. This reduction results from the evaporation of the moisture in the masonry, whereas the speed of evaporation depends on the thickness of the masonry, the degree of salinization and moisture

¹ tomas.rencko@tuke.sk

² anna.sedlakova@tuke.sk

penetration, on the climatic conditions around the facility and the airflow around the wall, as well as the make-up of the wall surface [1].

2. Selection of remedial treatments and monument board

The aim is the selection of such a remedial treatment method, which in general and in its nature, will meet the needs of historical buildings construction and will also satisfy the methodological requirements of Monuments Board. Historic DPCs are those that belong to the original construction of the building, whereas modern DPCs are those that are installed as a later intervention due to the lack or failure of an original DPC.

Retrofit DPCs can be classified into three broad groups:

- direct methods (mechanical, chemical, electro osmosis, air insulated),
- indirect methods (drainage, the landscape, ventilation etc.),
- supplementary methods (direct, indirect).

Conservation professionals, faced with a scenario where rising damp has been offered as a cause but suspicious of or disagreeing with a proposed remedial solution, may want to investigate and negotiate. But they will remember that any standard remedial works can be highly destructive, can simply mask the problem and ultimately solutions would require listed building consent.

From a structural point of view and also from the point of view of cultural heritage protection, remedial treatments using the ventilated air cavities may be considered the best and most versatile method of all.

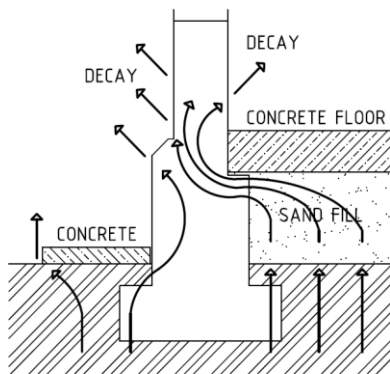


Fig. 1. After: concrete slabs prevent evaporation, so soil moisture is forced up the wall

Maintaining underfloor ventilation is an important part of controlling damp, as it allows soil moisture to evaporate beneath the floor and to pass out through the vents in the lower walls. Without this ventilation the moisture „stress” on the walls would be much greater. The concrete prevents evaporation and all the soil moisture rising beneath the building is now focused on the walls

(Fig. 1). Rising damp problems are almost guaranteed, whereas before there may have been no significant damp, even though the walls may have lacked effective DPCs (Fig. 2).

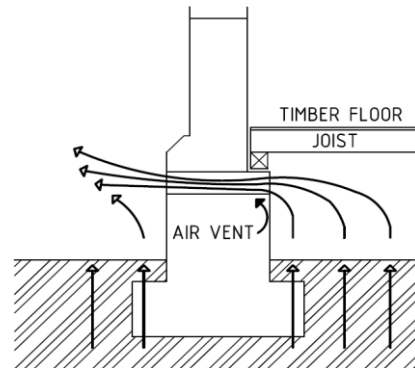


Fig. 2. Before: well-ventilated underfloor space allows soil moisture to evaporate to the open air

Ventilated floor air cavity is frequently used in the Slovak Republic to ventilate wet masonry, water vapour and gas Radon, from the soil.

According to the structure type we can differentiate two systems:

- a new ceiling load bearing structure (Fig. 3),
- a special shaped units IGLU (Fig. 4).

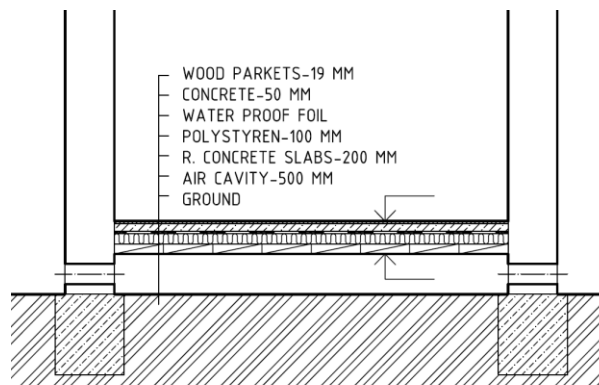


Fig. 3. Air cavity created by ceiling load bearing structure

The problem of rising damp and of the consequences for the internal working environment and the condition of the building has been faced since the days of the Ancient Romans, who raised the floors of their building by using amphora or low walls. In this way an empty space was created which was linked to the outside by ventilation grills to ensure air circulation. And so the cavity known today as healthy space was born.

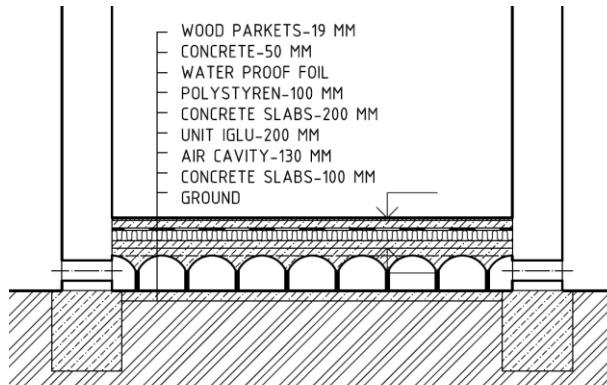


Fig. 4. Air cavity created by special shaped units IGLU

The approach adopted by the Romans influenced (Fig. 5a, b), and even inspired, technicians and designers of every subsequent age, who never hesitated to recommend and apply the same concept, both for new buildings and for reconstruction work on older ones.

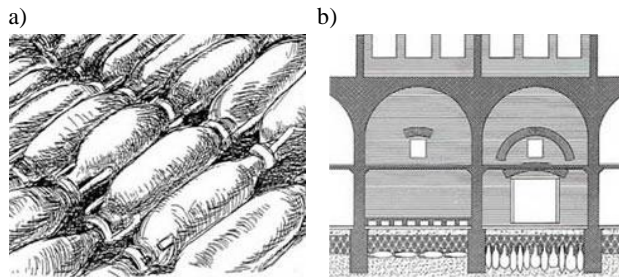


Fig. 5. System of Romans

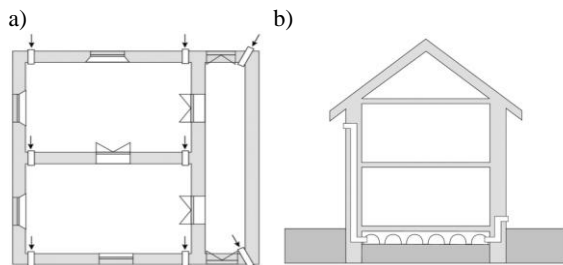


Fig. 6. System of IGLU

Modern structural components (Fig. 6a, b) have proven mechanical (recycled polypropylene) properties and strongly resist the aggressive environment. Their installation is quick and efficient. With these new technologies we return to the methods and principles that the ancient Romans were already familiar with.

3. Air cavities

The basic principle of the function of air cavities used in dehumidifying masonry, generally lies in the separation of the building construction (masonry, floors) from the source of the rising water (adjacent soil), using a ventilated air gap, into which and out of which a continuity in the supply and exhaust of air is ensured.

Choosing of the most appropriate cavity

Traditional buildings built in damp or potentially damp sites commonly included through-ventilated cavities. These types of structures are suitable mainly for historical buildings and buildings listed in the database of national monuments of the Slovak Republic.

Concepts of remedial treatments of historic buildings using ventilated air cavities (Fig. 7a, b) and ventilated air floors (Fig. 7c, d), with a few exceptions, are with considerable popularity preferred by the representatives of monument protection. The fact that they require small interventions in the masonry is of great benefit for compliance with the methodology of cultural heritage protection, as is the fact that such interventions do not compromise the structural analysis of buildings. These concepts have gained great popularity also because they can be considered kind of a „return” to historical example.

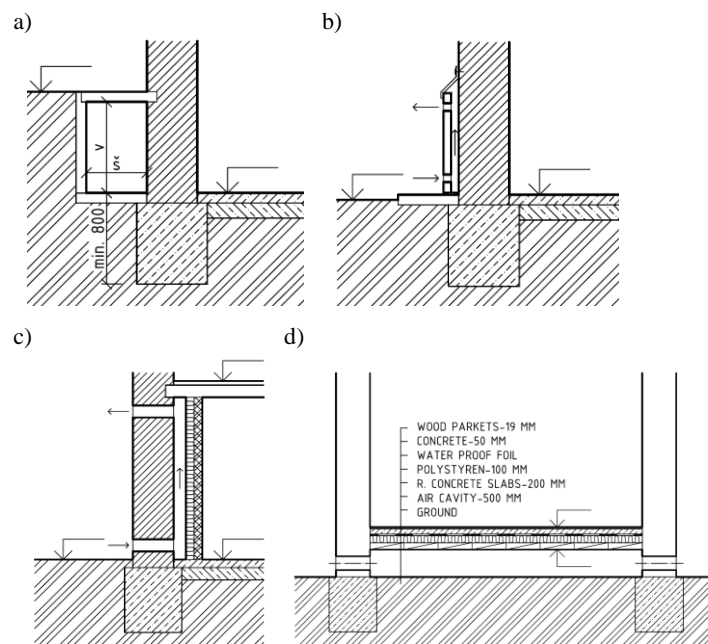


Fig. 7. Examples for some gas insulated methods

For evaluation both of case we was used AREA 2002 [2] computational program. In calculations, boundary conditions were applied according to the standard STN 73 0540-3 [3], ass follows: External temperature of air $\theta_e = -15^\circ\text{C}$, relative humidity of external air $\varphi_e = 84\%$, internal temperature of air $\theta_i = 20^\circ\text{C}$, relative humidity of internal air $\varphi_i = 50\%$, temperature of soil (in deep of 3 m) $\theta_{gr} = 5^\circ\text{C}$.

4. Initial construction

Before implementation of ventilated air cavity

External walls are built from full bricks. Wall thickness is 500 mm together with plasters. Base of building is created by unreinforced concrete with the height of 800 mm and width of 700 mm. Depth of foundation is 1900 mm below the surface. The floor and base bellow floor thickness are shown in Fig. 8. Thermal field is in Fig. 9.

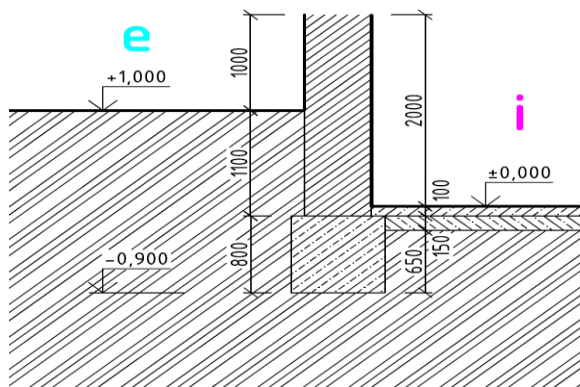


Fig. 8. Scheme of initial construction before implementation of air cavity

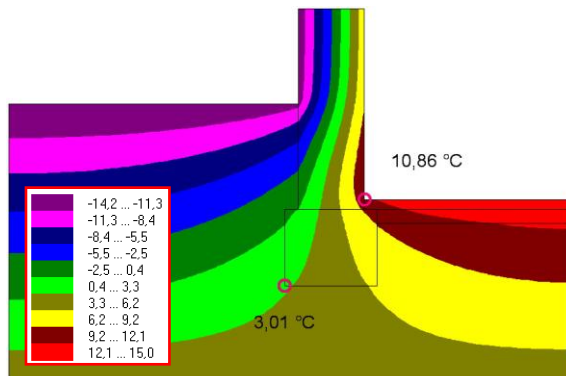


Fig. 9. Thermal field of initial construction before implementation of air cavity

Before implementation of ventilated air floor

The walls are the same as described above. We assume that depth of foundation is sufficient. The thickness of the insulation in the floor is 50 mm. Fig. 10 demonstrates 2D thermal field for a typical section of initial constructions before implementation of ventilated air floor. We will evaluate the surface temperature and temperature at the base (Fig. 11). The aim of reconstruction is to remove moisture and not worsen the original thermal state.

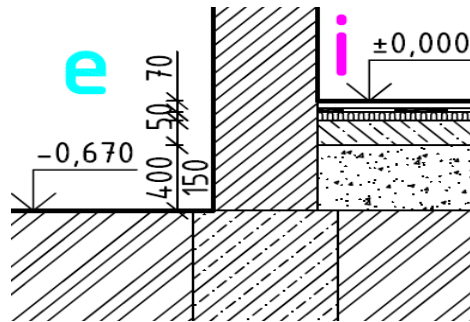


Fig. 10. Scheme of initial construction before implementation of air floor

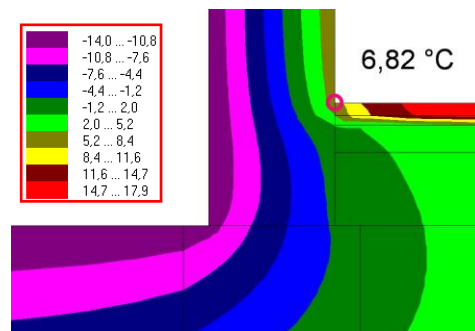


Fig. 11. Thermal field of initial construction before implementation of air floor

5. Implementation of air insulated methods

Implementation of ventilated air cavity (Fig. 12)

Figure 13 shows that the temperature of the outer corner of the base is close to zero (almost freezes) and also that the surface temperature in a horizontal corner fell. This documents the need to isolate bottom of the cavity. Thickness of insulation must be such that the soil under the foundation not freezing. In this case it wills 100 mm (Fig. 14).

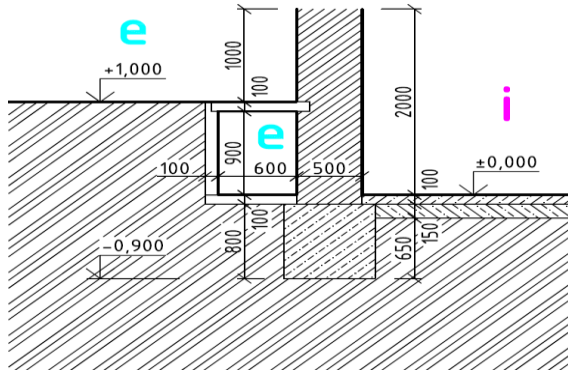


Fig. 12. Scheme of ventilated air cavity

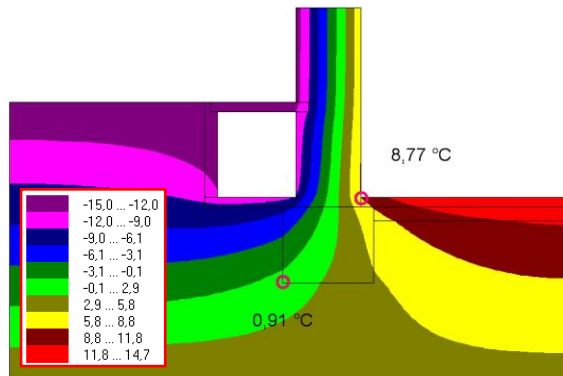


Fig. 13. Thermal field of ventilated air cavity

Implementation of ventilated air floor

Figure 15 also shows a decrease in temperature in a horizontal corner. Temperature on the inner surface θ_{Si} must be greater than the critical surface temperature $\theta_{Si,N}$. Therefore, with the approval of Monuments Board, the internal plaster will be replaced by a new thermal insulation plaster mixtures of thickness 50 mm. Additional thermal insulation from the outside of wall can not be applied – listed building and ineffective.

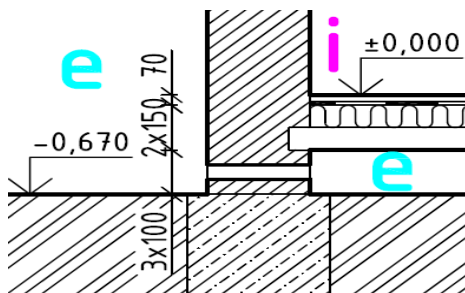


Fig. 14. Scheme of ventilated air floor

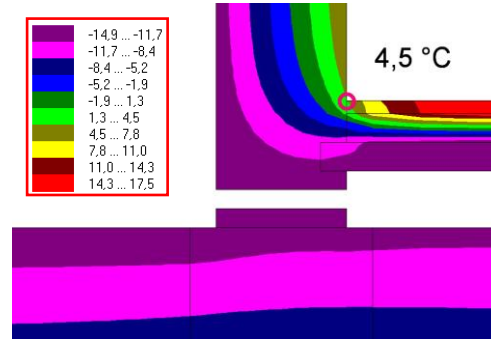


Fig. 15. Thermal field of ventilated air floor

6. Simplest solutions of problems

Solution of problem of ventilated air cavity

After inserting insulation into the bottom of cavity was a rise in temperature at the base and horizontal corner (Fig. 16). Thermal field is in Fig. 17. Next, does not make sense to add new insulation on the remaining sides of the cavity or increase the thickness of the thermal insulation of bottom of the cavity. Rise in temperature would be minimal.

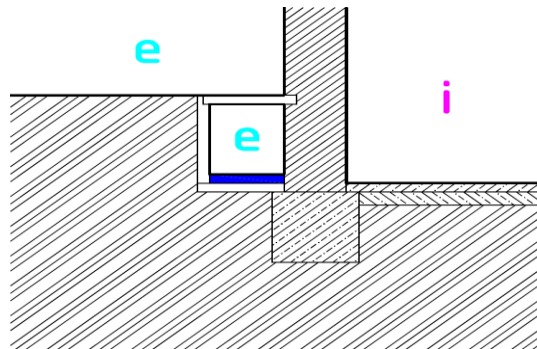


Fig. 16. Scheme of ventilated air cavity after placing the thermal insulation

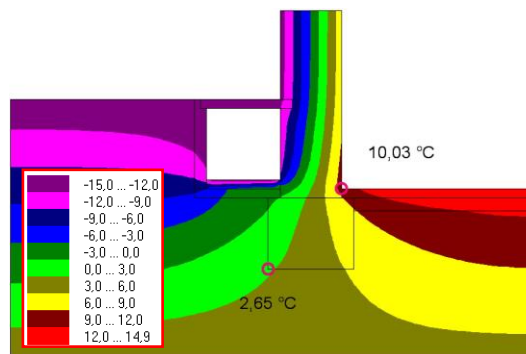


Fig. 17. Thermal field of ventilated air cavity after placing the thermal insulation

Solution of problem of ventilated air floor

After replacing the old plaster with a new one, there was a rise in temperature in a horizontal corner (Fig. 18). 2D thermal field is in Fig. 19. This solution is essentially the only effective option, when we take into account fact that we can not interfere with the external façade and building static. Thermal insulation placed at the ceiling of the cavity temperature to increase by only 0,5°C. Other effective options no exist, given that this is a historically protected building.

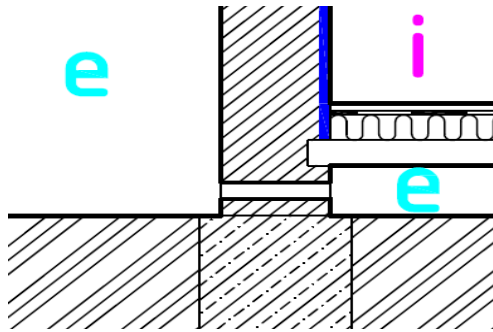


Fig. 18. Scheme of ventilated air floor after placing the thermal plaster

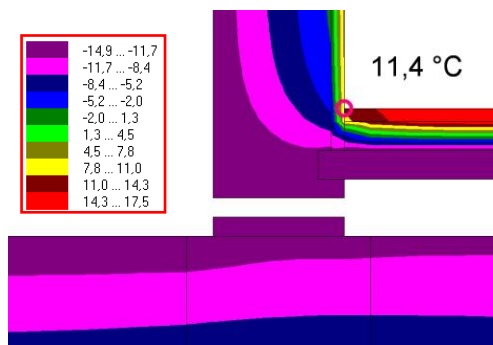


Fig. 19. Thermal field of ventilated air floor after placing the thermal plaster

7. Conclusion

Heat bridges arising in the contact detail of the outer wall, foundation and floor construction in the past paid no significant attention in many cases, completely lacking any insulation in this detail. Elimination of thermal bridges is one of the most important measures in the design of structures, because structural detail of the lower structure significantly enters into problem of energy.

To assess a risk of surface condensation on walls, we must calculate the surface temperature θ_{Si} of the wall and compare it with the standard one $\theta_{Si,N}$.

For the internal surfaces of rooms with computer temperature $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ and relative humidity $\varphi_i = 50\%$ it is the minimum surface temperature after the inclusion of the safety margin set at $\theta_{Si,N} = 13,12^\circ\text{C}$. We see that we have not reached this criterion.

We must take into account the fact that the buildings with traditional structures are not usually reach the limit criteria necessary energy for heating and health criterion (critical surface temperature $\theta_{Si,N} = \Delta\theta_{Si} + \theta_{Si,80}$). Therefore, the reconstruction or rehabilitation of historic buildings we have to consider a failure criteria of standard STN 73 0540-2 differently [4].

In the design of structural details of lower construction is necessary to take into account the specificity of the proposed building. In all of that there is the emphasis on the methodology of preservation of historical monuments and constructional possibilities of historic buildings. In this case the priority of reconstruction was to remove moisture and not worsen the original thermal state. This goal was achieved.

This work was funded by project VEGA 1/0748/11 „Theoretical and experimental analysis of Building services and HVAC systems from the point of view of microbiological risk and regarding to effective use of renewable sources”.

References

- [1] Frössel F.: Masonry drying and cellar rehabilitation, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2007.
- [2] Calculation software, AREA 2002.
- [3] STN 73 0540-3:2002. Thermal performance of building constructions and buildings: Thermal protection of buildings. Part 3: Properties of structures.
- [4] STN 73 0540-2:2002. Thermal performance of building constructions and buildings: Thermal protection of buildings. Part 2: Requirements.

Małgorzata STOJEK
Politechnika Krakowska

ZASTOSOWANIE FALOWYCH FUNKCJI KSZTAŁTU W ZAGADNIENIACH PROPAGACJI FAL – PRZEGLĄD METOD

Otrzymanie efektywnych metod dyskretyzacyjnych dla równania Helmholtza w zakresie wysokich częstotliwości zostało uznane za jedno z największych wyzwań dla analizy numerycznej XXI wieku, ze względu na tzw. dyspersję numeryczną powodującą propagację kumulującego się błędu rozwiązania na cały obszar (tzw. *pollution effect*). Zaproponowano wiele nowych niestandardowych sformułowań, w tym wykorzystujących wiedzę o oscylacyjnym charakterze rozwiązania, celem zniwelowania tego efektu i poprawy efektywności wielomianowych elementów skończonych. W artykule krótko zarysowano przegląd nowych MES opartych na funkcjach falowych oraz podano wybrane publikacje dotyczące tego zagadnienia.

1. Wprowadzenie

Zjawisko propagacji fal występujące w zagadnieniach praktycznych, takich jak akustyka, elektromagnetyzm, dynamika ośrodków sprężystych, geofizyka itp., jest uważane za jedno z największych wyzwań badawczych XXI wieku dla inżynierii obliczeniowej [1, 2]. Nowe metody numeryczne są najczęściej formułowane i testowane w kontekście problemów opisanych w dziedzinie częstotliwości skalarnym równaniem Helmholtza:

$$\nabla^2 u + k^2 u = 0,$$

gdzie k oznacza liczbę falową. Dwa główne wyzwania to [3]: efektywne podejście do obszarów nieograniczonych oraz numeryczna dyspersja, która występuje przy aproksymacji krótkich fal w skali mikro (rzęd długości fali) i zaburza wyniki w całym obszarze (na skalę makro).

W przypadku problemów brzegowych zdefiniowanych w obszarach nieograniczonych mamy dodatkowo do spełnienia warunków Sommerfelda, gwarantujący dodatni strumień energii w nieskończoności, a tym samym jednoznaczne rozwiązanie zagadnienia. W przeszłości, ze względu na obniżenie wymiaru problemu (mniejszą liczbę stopni swobody), preferowaną metodą obliczeniową

w akustyce były elementy brzegowe, niewymagające specjalnego podejścia do obszaru nieograniczonego i prowadzące do mniejszych, aczkolwiek pełnych macierzy układu. Obecnie argument o ujemnej stronie metody elementów brzegowych (MEB), związanej z brakiem pasmowości macierzy układu, w wyniku rozwoju w ostatnich latach szybkich wielobiegunowych metod (*fast multipole methods*, FMM) [4], stał się mniej ewidentny, jednakże metoda elementów skończonych (MES) zachowała swoją przewagę związaną z możliwością modelowania złożonych, niejednorodnych obszarów i zagadnień sprzężonych. Ograniczoność MEB do jednorodnego medium można jednak obejść, łącząc technikę tę z MES w obszarze z niejednorodnym medium. Efektywność obliczeniowa FMM (zwłaszcza tzw. *windowed-FMM*) jest wprawdzie praktycznie nieosiągalna dla jakichkolwiek algorytmów MES, jednak zakres stosowania tej metody (w połączeniu z klasyczną MEB) jest nadal ograniczony do obszarów (obiektów), których charakterystyczny wymiar L jest co najwyżej kilkaset razy większy od długości fali λ [5]. Z obecnymi metodami brzegowych równań całkowych w odniesieniu do zagadnień rozpraszania akustycznego i kierunkami badań dla problemów z $L/\lambda \rightarrow \infty$ można zapoznać się w publikacji [5]. W przypadku MES przeglądu różnych sposobów podejścia do obszarów zewnętrznych, opartych na dziedzinie rozwiązywanego problemu, takich jak metody Dirichletto-Neumann (DtN), absorbcyjne warunki brzegowe, elementy nieskończone czy też całkowicie dopasowana warstwa tłumiąca (*perfectly matched layer*, PML), dokonano w pracach [3, 6].

Numeryczna dyspersja dotyczy efektu, kiedy to schemat numeryczny zawodzi podczas odtwarzania propagacji fali z prawidłową prędkością, prowadząc do wyprzedzenia lub opóźnienia fazowego numerycznej aproksymacji. Jest ona często odpowiedzialna nie tylko za niewystarczająco dokładne rozwiązanie jednej długości fali, lecz również za wyniki globalnie jakościowo nieprawidłowe! Świadomość znaczenia numerycznej dyspersji jest powszechna, stąd jest ona często używana do oceny jakości schematów numerycznych, a także do rankingu różnych metod elementów skończonych [7].

W dalszej części artykułu przedstawiono metody redukcji numerycznej dyspersji i powodowanych nią zaburzeń rozwiązania w odległych punktach obszaru (tzw. *pollution error*) z użyciem niewielomianowych funkcji kształtu. W przypadku aproksymacji z zastosowaniem wielomianów niższego stopnia można wykorzystać analityczne informacje dotyczące liczby falowej celem wyrowadzenia stabilizowanych sformułowań o zmniejszonej dyspersji i błędach typu *pollution*. Wielomiany wyższego stopnia, w tym wersja *hp* MES, mogą być również stosowane do kontroli numerycznej dyspersji. Przegląd tego typu metod, jak i zasad doboru siatek MES można znaleźć w pracach [3, 6, 8-12]. Niemniej nieakceptowalny w praktyce długi czas obliczeń wymagany dla dokładnej aproksymacji rozwiązań w skali rzędu długości fali oraz kontroli błędów numerycznej dyspersji leży u źródeł ostatnio rozwijanych niestandardowych metod elementów skończonych.

2. Przestrzenie „wzbogacone” (*enriched spaces*)

Wspólnym mianownikiem sformułowań określanych jako metody ze „wzbogaceniem” (*enrichment methods*) jest włączenie do przestrzeni aproksymacyjnych (algorytmu numerycznego) funkcji, które zawierają informacje o charakterze rozwiązania problemu, np. funkcji falowych w przypadku równania Helmholtza. Przykładem takich funkcji są też całki ogólne jednorodnych równań różniczkowych – często znane, ale mające charakter globalny i stąd wymagające w praktyce specjalnego podejścia.

Uogólniona metoda elementów skończonych (*generalized finite element method*, GFEM) [13, 14] jest rozszerzeniem metody podziału jedności (*partition of unity method*, PUM) [15], gdzie jednorodne całki ogólne są przemnażane przez standardowe funkcje kształtu. Wielomianowe funkcje lokalizują całki ogólne, zapewniając ciągłość rozwiązania między elementami. W metodzie PUM iloczynny całek ogólnych i wielomianów aproksymują cały obszar, gdy w przypadku GFEM stosuje się je tylko lokalnie w skali mikro, łącznie z aproksymacją wielomianową w skali makro. W wyniku tego uzyskuje się dla GFEM poprawę uwarunkowania macierzy, w porównaniu z metodą PUM, która szczególnie prowadzi do układów znacząco źle uwarunkowanych [8].

W nieciągłej metodzie ze wzbogaceniem (*discontinuous enrichment method*, DEM) [16], w przeciwieństwie do PUM, bazowe funkcje falowe są dodane do standardowych wielomianowych funkcji kształtu, a nie przemnożone przez nie. Na brzegach elementów wprowadza się dodatkowo mnożniki Lagrange'a celem wymuszenia ciągłości rozwiązania w sensie słabym. Przed agregacją globalnej macierzy sztywności dokonuje się lokalnej kondensacji statycznej na poziomie elementu, by ostatecznie otrzymać (jak wskazują testy numeryczne) lepiej uwarunkowane wynikowe macierze układu niż w przypadku PUM. Nieciągłą metodę ze wzbogaceniem można również sformułować w ramach podejścia wieloskalowego [17].

DEM może być również przedstawiona jako nieciągła metoda Galerkin (*discontinuous Galerkin method*, DGM) z mnożnikami Lagrange'a jako stopniami swobody. W publikacji [18] pokazano, że dla dużej klasy problemów opisanych równaniem Helmholtza wielomianowe funkcje kształtu nie są niezbędne do otrzymania rozwiązania dobrze oddającego charakter falowy problemu. Pominięto więc pole wielomianowe, co przekształciło DEM w DGM z płaskimi falami jako funkcjami kształtu [19]. W pracach [18, 20] ciągłość w sensie słabym między oscylującymi polami wymuszono za pomocą odcinkowo oscylujących mnożników Lagrange'a zdefiniowanych na brzegach elementów. Należy zauważyć, że w pracy [20] zaobserwowano pogorszenie uwarunkowania lokalnych macierzy elementów (w przeciwieństwie do zagregowanej macierzy globalnej) dla pewnych kombinacji wyższego rzędu funkcji falowych i mnożników Lagrange'a i (co ważniejsze) w przypadku zwiększonej gęstości siatki w stosunku do długości jednej fali.

3. Metody dyskretyzacyjne typu Trefftza (falowe)

Określenie metody typu Trefftza jest używane w kontekście metod aproksymacyjnych, w których funkcjami bazowymi dla danego elementu, tzw. T -podobszaru, są całki równania różniczkowego opisującego problem (z definicji spełniają one ściśle równanie w każdym punkcie wewnętrznym elementu). Nieznane współczynniki kombinacji liniowych tak określonych funkcji kształtu są znajduwane z warunku wymuszenia w sensie słabym ciągłości rozwiązania między elementami i spełnienia warunków brzegowych [21]. Sama koncepcja jest blisko związana z aproksymacjami niezależnymi od siatki elementów [22], gdyż wielkość T -podobszaru nie musi być powiązana z długością fali. Podejście to obejmuje [3]: metodę słabych elementów (*weak element method*, WEM) [23], ultrasłabe sformułowanie wariacyjne (*ultra weak variational formulation*, UWVF) [24], metodę najmniejszych kwadratów (*least-squares method*, LSM) zaproponowaną w [25, 26]. Typowymi przykładami funkcji bazowych są płaskie fale [27] i funkcje Bessela [25]. Wszystkie te metody są metodami niedostosowanymi, w których należy zapewnić ciągłość rozwiązań i jego pochodnych na granicy elementów [28].

W metodzie UWVF najpierw przybliża się liniową kombinację rozwiązania i jego pochodnej w kierunku normalnej na brzegu elementu za pomocą sumy funkcji wykładniczych, a następnie aproksymuje rozwiązanie wewnątrz każdego podobszaru, rozwiązując lokalnie problem Helmholtza z warunkami brzegowymi typu Robina. LSM różni się od WEM głównie sposobem wyrażenia warunków ciągłości na granicy elementów. UWVF w formie zaproponowanej w pracy [24] jest niezmiernie skomplikowana. LSM jest wprawdzie łatwiejsza do zaimplementowania i prowadzi do macierzy hermitowskich, jednak wynik obliczeń jest uzależniony od wartości parametru kary, którego optymalna wartość pozostaje do określenia [18]. Natomiast w artykule [28] pokazano, że rozważana metoda residuów ważonych typu Galerkina jest równoważna UWVF sformułowanej oryginalnie przez Cessenata i Desprésa.

W pracy [28] zaprezentowano testy numeryczne metod LSM i UWVF dla zagadnień propagacji akustycznej w dwuwymiarowych ograniczonych obszarach: dla jednorodnego przewodu i obszaru typu *L-shaped* (obszaru w kształcie litery *L* z osobliwością rozwiązania w wierzchołku kąta rozwartego). Metody dostosowaną PUM i niedostosowaną UWVF przestudiowano w publikacji [29]. Najnowsze porównanie efektywności następujących metod falowych: nieciągłej metody Galerkina [30], metody ultrasłabej i najmniejszych kwadratów przedstawiono w pracy [31], w ramach zunifikowanego podejścia typu Trefftza. Ogólny przegląd metod typu Trefftza dla równania Helmholtza można również znaleźć np. w artykule [32]. Ważnym rezultatem otrzymanym w kontekście metod Trefftza jest tzw. T -zupełność, która wskazuje, czy przyjęty ciąg lokalnych rozwiązań jest wystarczający do aproksymacji rozwiązania [25, 33].

Falowe funkcje bazowe

Najnowsze wyniki i otwarte problemy związane z metodami Trefftza dla równania Helmholtza dotyczą wyboru zarówno rodzaju funkcji falowych, jak i ich liczby na jeden element. Dotychczas uważano, że płaskie fale są bardziej praktyczne niż funkcje Bessela ze względu na większą łatwość ich generacji oraz możliwość dokładnego obliczenia wielu całek. Większość numerycznych testów była przeprowadzana dla problemów regularnych oraz stosunkowo niewielkich liczb płaskich fal na element (np. [34]).

Niemniej teoretyczne i numeryczne rezultaty przedstawione w pracy [27] zwracają uwagę na pewne ograniczenia w stosowaniu płaskich fal jako funkcji bazowych, związane ze skończoną dokładnością obliczeń komputerowych. Perrey-Debain formułuje wniosek, że w praktyce należy wyraźnie rozróżnić obszary osobliwe/z zanikającymi falami (będące wynikiem źródeł, nieregularności brzegu, takich jak wierzchołki, gwałtownych zmian warunków brzegowych itp.), w których rozwiązanie nie może być aproksymowane za pomocą płaskich fal, od obszarów regularnych/z rozchodzącymi się falami, dla których płaskie fale są odpowiednie, a tak wybrane funkcje bazowe są najkorzystniejsze z numerycznego punktu widzenia. Podobne wnioski dla obszaru L -kształtnego są zawarte w publikacji [28] – zastosowanie specjalnych funkcji Bessela rzędu ułamkowego w otoczeniu osobliwości, w przeciwieństwie do płaskich fal, prowadziło do stabilnych rozwiązań, pomimo numerycznej osobliwości macierzy układu.

Autorzy pracy [35] sugerują, że otrzymane przez nich wyniki nie potwierdzają przekonania, że wersja h nieciągłej metody Galerkina (DGM) z płaskimi falami jest wolna od efektów typu *pollution*. Uważają, że w praktycznych zastosowaniach tej metody preferowane powinny być duże elementy i aproksymacje oparte na większej liczbie funkcji falowych p . Różnorodna strategia typu hp , prowadząca wprawdzie do notorycznie źle uwarunkowanych układów liniowych, również w pracy [36] jest rekomendowana jako najciekawsza opcja. W artykule [31] zbadano uwarunkowanie układów dla trzech różnych metod (DG, UWVF, LS), otrzymując interesujące wyniki, sugerujące, że uwarunkowanie jest prawie niezależne od sposobu wymuszania ciągłości rozwiązania między elementami. Prowadzi to do wniosku, że źle uwarunkowanie układów wydaje się być związane przede wszystkim z właściwościami płaskich fal.

Na koniec kilka uwag dotyczących optymalnej liczby funkcji bazowych i sposobu jej doboru. Niestety własności aproksymacyjne płaskich fal nie są w pełni zrozumiałe, stąd w pracy [37] liczba funkcji bazowych była dobierana w wyniku kontroli uwarunkowania bloków macierzy lokalnych. W pracy [29] otrzymano poprawę uwarunkowania układu przez dopuszczenie zmiennej liczby funkcji falowych dla różnych elementów. Wymiar bazy był określany dla każdego elementu za pomocą formuły *ad hoc* (bez dowodu na jej optymalność), która brała pod uwagę przeskalowaną liczbę falową dla każdego podobszaru.

Metoda najmniejszych kwadratów, LSM

Elementy skończone LSM typu Trefftza zostały wprowadzone w publikacji [25]. Podobne sformułowanie opublikowano niezależnie w pracy [26], dodatkowo wymuszając ciągłość pochodnej stycznej. Praca Monka i Wanga zawiera także teoretyczną analizę metody, jednak dotyczy ona tylko obszarów regularnych, natomiast w pracy Stojek wprowadzono również specjalne funkcje bazowe i sformułowanie dla obszarów z narożnikami. W obu pracach wartość parametru kary w funkcjonale najmniejszych kwadratów była testowana tylko numerycznie, stąd sposób jej automatycznego i równocześnie optymalnego doboru pozostaje nadal do określenia. Zapewne niejasności związane z wyborem współczynnika ważącego w jakimś stopniu ograniczyły zainteresowanie dalszym rozwojem metod najmniejszych kwadratów. W ostatniej dekadzie UWVF i DGM były bardziej popularne w środowisku naukowym, mimo że prowadzą do niehermitowskich macierzy układów liniowych.

Dopiero w pracy [21] opublikowano nowe wyniki dla podejścia LSM zbliżonego do metody zaprezentowanej w artykule [25]. Główne różnice w sformułowaniu polegają na wyborze innych funkcji bazowych w nieskończonym podobszarze (funkcje Hankela zastąpiono rozwiązaniami podstawowymi) i na samym ustawieniu procedur rozwiązania numerycznego (autorzy rozwiązują problem najmniejszych kwadratów zamiast wynikowego źle uwarunkowanego układu równań liniowych). Dodatkowo otrzymane stopnie zbieżności (z zastosowaniem specjalnych funkcji bazowych związanych z osobliwością w narożniku obszaru) są niezależne od liczby falowej. Niemniej autorzy stwierdzili, że minimalna liczba funkcji bazowych N niezbędnych do osiągnięcia zakresu zbieżności eksponencjalnej zależy liniowo od liczby falowej k . Pozostaje do wyjaśnienia, czy ta ostatnia zależność wpłynęła (i w jakim zakresie) na stopniowe pogarszanie się stopnia zbieżności LSM wraz ze zmniejszaniem się długości fali (przy tej samej liczbie funkcji bazowych w testach numerycznych) zaobserwowane w pracy [31].

Warto także odnotować stwierdzenie autorów pracy [21], że całkowity czas obliczeń w zaprezentowanym przez nich podejściu (MATLAB toolbox [38]) dla zakresu niskich i średnich częstotliwości, np. obiekt rozpraszający o wymiarze rzędu kilkudziesięciu długości fali z siatką MES o h rzędu kilkunastu λ , jest konkurencyjny z metodą elementów brzegowych, niezależnych od długości fali, sformułowaną w publikacji [39]. Warto tu przypomnieć, że elementy skończone w przeciwieństwie do brzegowych pozwalają na modelowanie skomplikowanych, niejednorodnych obszarów i można je w przypadku zagadnień sprzężonych stosunkowo łatwo zintegrować z innymi dyskretnymi modelami fizycznymi.

4. Podsumowanie

Standardowe metody obliczeniowe, zwłaszcza te oferowane przez tradycyjne programy komercyjne, często nie są zdolne do prawidłowego odtworzenia propagacji fal o wysokich częstotliwościach. Pomimo stosowania do dziesięciu elementów na długość krótkiej fali i związanych z tym zaporowych w praktyce inżynierskiej czasów obliczeń, nieświadomy użytkownik programu może otrzymać numeryczne artefakty zamiast prawidłowego obrazu propagacji już na odcinku rzędu kilkudziesięciokrotnej wielokrotności długości fali. Jest to związane z występowaniem numerycznej dyspersji i spowodowanych nią błędów typu *pollution*. Opracowanie elementów skończonych wolnych od numerycznej dyspersji to olbrzymie wyzwanie naukowe ostatnich lat i nadal, mimo znaczącego postępu, aktywne pole badań, zwłaszcza tych koncentrujących się na wykorzystaniu w algorytmach wiedzy o oscylacyjnym charakterze rozwiązania, eliminujących dyspersję numeryczną.

W artykule przedstawiono przegląd najnowszej literatury i metod opracowanych w ostatnich latach dotyczących zastosowania falowych funkcji kształtu. Przyjmując, że metody te pozwalają na wybór rozmiaru elementu niezwiązanego wprost z długością fali (znaczący zysk w całkowitym CPU), to i tak nadal należy brać pod uwagę problemy związane ze złym uwarunkowaniem globalnych macierzy układu, aż po ich osobliwość numeryczną (dla małych h i/lub wysokich p). Skutkuje to każdorazowo koniecznością świadomego doboru rodzaju i rozmiaru baz, a także wielkości elementów. W świetle obecnego stanu wiedzy i dotychczas opublikowanych wyników testów porównawczych nadal pozostaje otwarte pytanie, jak w optymalny sposób złączyć problemy związane z uwarunkowaniem układów i stabilnością rozwiązań. Dyskusyjna pozostaje również kwestia, która metoda jest najkorzystniejsza z inżynierskiego punktu widzenia, ze względu na jej efektywność, w tym całkowity czas obliczeń. Artykuł [40] porównuje metody DEM, UWVF i PUM dla zakresu średnich częstotliwości i zagadnienia rozpraszania fal na cylindrze o średnicy równej 19 długościom fali akustycznej przy wymiarze charakterystycznym siatki elementów skończonych h rzędu dwóch długości fali λ . W przygotowaniu do druku jest również praca przeglądowa [41] na temat stabilności i dyskretyzacji problemów opisanych równaniem Helmholtza, dotycząca zarówno standardowych, jak i niestandardowych elementów skończonych.

Należy także odnotować najnowsze bezdyspersyjne sformułowanie wykorzystujące wielomianowe funkcje kształtu – nieciągłą optymalną metodę Petrova-Galerkina dla jednowymiarowego problemu [2] i jej uogólnienie na więcej wymiarów [42]. Samo podejście prowadzące, podobnie jak LSM, do macierzy hermitowskich różni się od metod opisywanych wcześniej głównie tym, że zamiast na doborze najkorzystniejszych z numerycznego punktu widzenia funkcji aproksymujących (*trial functions*) koncentruje się na doborze optymalnych funkcji testowych dla konkretnych (aczkolwiek dowolnych) *trial functions*.

W testach numerycznych przedstawionych w pracy [42], dla wielomianów niższego stopnia i czterech elementów na długość fali, otrzymano praktycznie pomijalne przesunięcie fazowe rozwiązania, jednak bez teoretycznego uzasadnienia tak dobrych wyników. Autorzy w komentarzach (zamieszczonych w obu pracach) dotyczących możliwości wyboru *trial functions* w metodzie DPG nie wykluczają zastosowania w przyszłości funkcji typu Trefftza.

Literatura

- [1] Zienkiewicz O.C.: Achievements and some unsolved problems of the finite element method, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 47(1-3), 2000, pp. 9-28.
- [2] Zitelli J., Muga I., Demkowicz L., Gopalakrishnan J., Pardo D., Calo V.M.: A class of discontinuous Petrov-Galerkin methods. Part IV: The optimal test norm and time-harmonic wave propagation in 1D, *J. Comput. Physics*, vol. 230(7), 2011, pp. 2406-2432.
- [3] Thompson L.L., Pinsky P.M.: Acoustics, [in:] *Encyclopedia of Computational Mechanics. Vol. 2: Solids and Structures*, E. Stein, R. de Borst and T.J.R. Hughes (eds.), John Wiley & Sons, 2004.
- [4] Gumerov N.A., Duraiswami R.: *Fast Multipole Methods for the Helmholtz Equation in Three Dimensions*, Elsevier, Oxford, UK 2004.
- [5] Chandler-Wilde S.N., Graham I.: Boundary integral methods in high frequency scattering, [in:] *Highly Oscillatory Problems: Computation, Theory and Applications*, B. Engquist, T. Fokas, E. Hairer and A. Iserles (eds.), Cambridge University Press, Cambridge, UK 2009.
- [6] Thompson L.L.: A review of finite-element methods for time-harmonic acoustics, *J. Acoust. Soc. Am.*, vol. 119(3), 2006, pp. 1315-1330.
- [7] Ainsworth M.: Discrete dispersion relation for hp-version finite element approximation at high wave number, *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 42(2), 2004, pp. 553-575.
- [8] Harari I.: A survey of finite element methods for time-harmonic acoustics, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 195(13-16), 2006, pp. 1594-1607.
- [9] Harari I.: Multiscale finite elements for acoustics: Continuous, discontinuous, and stabilized methods, *Int. J. Multiscale Comp. Eng.*, vol. 6(6), 2008, pp. 511-531.
- [10] Hughes T.J.R.: Multiscale phenomena: Green's functions, the Dirichlet-to-Neumann formulation, subgrid scale models, bubbles and the origins of stabilized methods, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 127(1-4), 1995, pp. 387-401.
- [11] Hughes T.J.R., Feijoo G.R., Mazzei L., Quincy J.B.: The variational multiscale method - a paradigm for computational mechanics, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 166(1-2), 1998, pp. 3-24.
- [12] Melenk J.M., Sauter S.: Wavenumber explicit convergence analysis for Galerkin discretizations of the Helmholtz equation, *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 49(3), 2011, pp. 1210-1243.

- [13] Babuška I., Ihlenburg F., Paik E.T., Sauter S.A.: A generalized finite element method for solving the Helmholtz equation in two dimensions with minimal pollution, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 128(3), 1995, pp. 325-359.
- [14] Strouboulis T., Babuška I., Hidajat R.: The generalized finite element method for Helmholtz equation: theory, computation, and open problems, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 195(37-40), 2006, pp. 4711-4731.
- [15] Babuška I., Melenk J.M.: The partition of unity method, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 40(4), 1997, pp. 727-758.
- [16] Farhat C., Harari I., Franca L.P.: The discontinuous enrichment method, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 190(48), 2001, pp. 6455-6479.
- [17] Farhat C., Harari I., Hetmaniuk U.: The discontinuous enrichment method for multiscale analysis, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 192(28-30), 2003, pp. 3195-3209.
- [18] Farhat C., Harari I., Hetmaniuk U.: A discontinuous Galerkin method with Lagrange multipliers for the solution of Helmholtz problems in the mid-frequency regime, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 192(11-12), 2003, pp. 1389-1419.
- [19] Amara M., Djellouli R., Farhat C.: Convergence analysis of a discontinuous Galerkin method with plane waves and Lagrange multipliers for the solution of Helmholtz problems, *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 47(2), 2009, pp. 1038-1066.
- [20] Farhat C., Tezaur R., Weidemann-Goiran P.: Higher-order extensions of a discontinuous Galerkin method for mid-frequency Helmholtz problems, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 61(11), 2004, pp. 1938-1956.
- [21] Barnett A.H., Betcke T.: An exponentially convergent nonpolynomial finite element method for time-harmonic scattering from polygons, *SIAM J. Sci. Comput.*, vol. 32(3), 2010, pp. 1417-1441.
- [22] Fries T.P., Belytschko T.: The extended/generalized finite element method: An overview of the method and its applications, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 84(3), 2010, pp. 253-304.
- [23] Goldstein C.I.: The weak element method applied to Helmholtz type equations, *Appl. Numer. Math.*, vol. 2(3-5), 1986, pp. 409-426.
- [24] Cessenat O., Despres B.: Application of an ultra weak variational formulation of elliptic PDEs to the two-dimensional Helmholtz problem, *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 35(1), 1998, pp. 255-299.
- [25] Stojek M.: Least-squares Trefftz-type elements for the Helmholtz equation, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 41(5), 1998, pp. 831-849.
- [26] Monk P., Wang D.Q.: A least-squares method for the Helmholtz equation, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 175(1-2), 1999, pp. 121-136.
- [27] Perrey-Debain E.: Plane wave decomposition in the unit disc: Convergence estimates and computational aspects, *J. Comput. Appl. Math.*, vol. 193(1), 2006, pp. 140-156.
- [28] Gamallo P., Astley R.J.: A comparison of two Trefftz-type methods: The ultraweak variational formulation and the least-squares method, for solving shortwave 2-D Helmholtz problems, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 71(4), 2007, pp. 406-432.

- [29] Huttunen T., Gamallo P., Astley R.J.: Comparison of two wave element methods for the Helmholtz problem, *Commun. Numer. Meth. Eng.*, vol. 25(1), 2009, pp. 35-52.
- [30] Gabard G.: Discontinuous Galerkin methods with plane waves for time-harmonic problems, *J. Comput. Physics*, vol. 225(2), 2007, pp. 1961-1984.
- [31] Gabard G., Gamallo P., Huttunen T.: A comparison of wave-based discontinuous Galerkin, ultra-weak and least-square methods for wave problems, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 85(3), 2011, pp. 380-402.
- [32] Pluymers B., van Hal B., Vandepitte D., Desmet W.: Trefftz-based methods for time-harmonic acoustics, *Arch. Comput. Methods Eng.*, vol. 14(4), 2007, pp. 343-381.
- [33] Herrera I.: Trefftz method: a general theory, *Numer. Meth. Part. Diff. Eq.*, vol. 16(6), 2000, pp. 561-580.
- [34] Strouboulis T., Babuška I., Hidajat R.: The generalized finite element method for Helmholtz equation. Part II: Effect of choice of handbook functions, error due to absorbing boundary conditions and its assessment, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 197(5), 2008, pp. 364-380.
- [35] Gittelsohn C.J., Hiptmair R., Perugia I.: Plane wave discontinuous Galerkin methods: analysis of the h-version, *ESAIM Math. Model. Numer. Anal.*, vol. 43(2), 2009, pp. 297-331
- [36] Hiptmair R., Moiola A., Perugia I.: Plane wave discontinuous Galerkin methods for the 2D Helmholtz equation: analysis of the p-version, *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 49(1), 2011, pp. 264-284.
- [37] Huttunen T., Kaipio J.P., Monk P.: An ultra-weak method for acoustic fluid-solid interaction, *J. Comput. Appl. Math.*, vol. 213(1), 2008, pp. 166-185.
- [38] mpspack. A MATLAB toolbox to solve Helmholtz PDE, wave scattering, and eigenvalue problems using particular solutions and integral equations, <http://code.google.com/p/mpspack/>.
- [39] Chandler-Wilde S.N., Langdon S.: A Galerkin boundary element method for high frequency scattering by convex polygons, *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 45(2), 2007, pp. 610-640.
- [40] Wang D., Tezaur R., Toivanen J., Farhat C.: Overview of the discontinuous enrichment method, the ultra-weak variational formulation, and the partition of unity method for acoustic scattering in the medium frequency regime and performance comparisons, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, vol. 89(4), 2012, pp. 403-417.
- [41] Esterhazy S., Melenk J.M.: On stability of discretizations of the Helmholtz equation, [in:] *Numerical Analysis of Multiscale Problems*, I.G. Graham, T.Y. Hou, O. Lakkis and R. Scheichl (eds.), Springer LNCSE, vol. 83 (2012), pp. 285-324.
- [42] Demkowicz L., Gopalakrishnan J., Muga I., Zitelli J.: Wavenumber explicit analysis of a DPG method for the multidimensional Helmholtz equation, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 213-216, 2012, pp. 126-138.

**APPLICATION OF WAVE-BASED SHAPE FUNCTIONS
TO WAVE PROPAGATION PHENOMENA – REVIEW OF METHODS****Abstract**

The efficient finite element discretization of the Helmholtz equation at high frequencies has been recognized as an outstanding challenge in numerical analysis of XXI century because of numerical dispersion, or what is often referred to in the literature as the pollution effect. A number of FEMs have been proposed to alleviate this effect, and improve on the unsatisfactory performance of the polynomial FEM. In this paper we shortly outline the recent advances in non-standard finite element formulations with wave based basis functions and provide a respective bibliography review.

Andrzej STUDZIŃSKI
Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK
Politechnika Rzeszowska
Krzysztof CHMIEŁOWSKI
Uniwersytet Rolniczy w Krakowie
Marta KUBICKA
Absolwentka Politechniki Rzeszowskiej

ANALIZA ZUŻYCIA WODY MIASTA KAŃCZUGI

Celem pracy jest analiza zużycia wody miasta Kańczugi. Oszacowano jednostkowe średniodobowe zużycie wody na jednego mieszkańca oraz wyznaczono straty wody. Najwyższe miesięczne zużycie wody zanotowano we wrześniu, najmniejsze w listopadzie i grudniu. W pracy przedstawiono szczegółową analizę struktury zużycia wody, m.in. ze względu na cele przemysłowo-usługowe.

1. Wprowadzenie

Gmina miejsko-wiejska Kańczuga zajmuje obszar o powierzchni 105 km². Znajduje się ona na pograniczu Podkarpacia i Niziny Sandomierskiej na Podgórzu Rzeszowsko-Dynowskim. Administracyjnie należy do województwa podkarpackiego i graniczy z czterema powiatami: łańcuckim, przeworskim, jarosławskim i przemyskim.

Wodociąg gminny zasilany jest z wód podziemnych z dystrybucją jednego rodzaju wody pod względem jakości przeznaczonej dla wszystkich użytkowników wodociągu (wodociąg z pojedynczą siecią wodociągową ogólnego przeznaczenia). Ze względu na sposób dostarczania wody jest to wodociąg mieszany, w którym część obszaru objętego zasięgiem wodociągu jest zasilana grawitacyjnie, a część za pomocą pomp.

Wodociąg pracuje w układzie dwustopniowego podnoszenia wody:

I° – pompy głębinowe zamontowane w studniach, tłoczące wodę ze studni poprzez urządzenia uzdatniające w budynku SUW do zbiorników wody czystej, o łącznej objętości $V = 1100 \text{ m}^3$ (jeden żelbetowy dwukomorowy $V = 2 \times 300 \text{ m}^3$ i drugi polietylenowy $V = 500 \text{ m}^3$); praca pomp w studniach jest sterowana za pomocą sondy sterującej zamontowanej w zbiornikach, które są usytuowane na wzniesieniu, przez co woda do sieci wodociągowej sphywa grawitacyjnie,

II° – pompownie strefowe w miejscowościach Łopuszka Wielka i Siedlecza, tłoczące wodę w sieć wodociągową pozostającą poza I strefą ciśnienia wody (podawaną grawitacyjnie ze zbiorników wyrównawczych).

Głównymi elementami składowymi wodociągu są:

- ujęcie wody składające się ze studni wierconych w Łopuszce Małej i Siedleczce,
- stacja uzdatniania wody SUW wraz z wyposażeniem i infrastrukturą o zdolności produkcyjnej wody uzdatnionej $Q = 83 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$,
- zbiorniki do magazynowania wody pitnej o łącznej objętości 1100 m^3 ,
- sieć wodociągowa zasilająca takie miejscowości, jak: Kańczuga, Łopuszka Mała, Żuklin, Niżatyce, Siedleczka, Pantalowice, Łopuszka Wielka, Rączyna, Medynia Kańczucka, Lipnik oraz część miejscowości Sietesz,
- pompownie strefowe w Łopuszce Wielkiej i Siedleczce.

Celem pracy jest analiza zużycia wody na cele bytowo-gospodarcze oraz przemysłowe i usługi w latach 2008-2009, a także przedstawienie strat wody w zewnętrznej sieci wodociągowej. Dane opracowano na podstawie raportów zużycia wody [1, 2].

2. Zużycie wody w gospodarstwach domowych

Na całkowite zużycie wody przez mieszkańców Kańczugi na cele bytowo-gospodarcze składa się zużycie na gospodarstwa w domach jednorodzinnych i w mieszkaniach bloków. Na podstawie danych o liczbie mieszkańców przyjęto, że liczba osób korzystających z wodociągu w latach 2008-2009 wynosiła 3323.

Tabela 1. Dane dotyczące zużycia wody w Kańczudze na cele bytowo-gospodarcze w latach 2008-2009

Miesiąc	Zużycie wody [m ³ /miesiąc]		Zużycie wody [m ³ /gosp.dom. · miesiąc]		Zużycie wody [dm ³ /M · d.]	
	2008	2009	2008	2009	2008	2009
I	5427,8	5850,6	6,12	6,60	52,69	56,79
II	5547,2	5167,1	6,25	5,83	57,56	55,53
III	5801,8	5589,3	6,54	6,30	56,32	54,26
IV	5337,7	5865,6	6,02	6,61	53,54	58,84
V	5135,7	5357,9	5,79	6,04	49,85	52,01
VI	6613,6	6335,0	7,46	7,14	66,34	63,55
VII	5850,2	6095,6	6,60	6,87	56,79	59,17
VIII	6474,2	6303,8	7,30	7,11	62,85	61,19
IX	5500,8	6487,1	6,20	7,31	55,18	65,07
X	5670,2	5658,3	6,39	6,38	55,04	54,93
XI	5339,7	5630,4	6,02	6,34	53,56	56,48
XII	5725,5	6387,9	6,45	7,19	55,58	62,01
Wartość średnia	5702,03	5894,05	6,43	6,64	56,28	58,32
			Odchylenie standardowe		4,27	3,84
			Współczynnik korelacji		0,57	

W latach tych na terenie Kańczugi znajdowało się 635 domów jednorodzinnych (636 od listopada 2009) i 252 mieszkania [3]. Zsumowane dane dotyczące zużycia wody na cele bytowo-gospodarcze Kańczugi przedstawiono w tab. 1.

Według danych zawartych w tab. 1. zużycie wody przez mieszkańców Kańczugi na cele bytowo-gospodarcze wzrosło w 2009 r. o 3,4% ($2304,2 \text{ m}^3$) w porównaniu z rokiem poprzednim. Średnie zużycie wody w przeliczeniu na mieszkańca i dobę wynosi prawie $60 \text{ dm}^3/\text{Md}$. Porównując je z rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 roku w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody, wyposażenie mieszkania w instalacje powinno ograniczać się do wodociągu i ubikacji bez łazienki, co w tym wypadku mija się z prawdą. Tak niskie zużycie wody może być spowodowane wysoką ceną wody wodociągowej, a w konsekwencji korzystaniem z dodatkowych źródeł wody, jakimi są studnie. Według danych GUS [4] średnie jednostkowe zużycie wody w miastach województwa podkarpackiego wynosiło $92,9 \text{ dm}^3/\text{Md}$ w 2008 r. oraz $91,5 \text{ dm}^3/\text{Md}$ w 2009 r. W tych samych latach dla terenów wiejskich jednostkowe zużycie wynosiło odpowiednio $69,2$ oraz $69,6 \text{ dm}^3/\text{Md}$.

3. Zużycie wody na przemysł i usługi

W opracowaniach statystycznych najczęściej przez pojęcie usługi rozumie się wszystkich odbiorców wody, oprócz gospodarstw domowych i zakładów przemysłowych, a więc: drobny handel, biura handlowe, bary szybkiej obsługi, hotele, domy towarowe, magazyny, lokalne urzędy, szkoły, szpitale, ośrodki opieki społecznej, transport kolejowy, samochodowy i lotniczy oraz usługi komunalne.

W Kańczudze znajdują się cztery duże zakłady przemysłowe: AXTONE (producent urządzeń ciągliwo-zderznych), MARMA Polskie Folie, firma Anders oraz piekarnia „Bonus Plus”.

W przypadku usług największy udział w zużyciu wody mają w tym mieście placówki edukacyjne: Miejsko-Gminne Przedszkole na ulicy Witosa, Szkoła Podstawowa i Gimnazjum na ulicy Szkolnej, Zespół Szkół na ulicy Konopnickiej (zużycie wody jest zestawione razem ze znajdującym się obok Urzędem Miasta i Gminy Kańczuga). Duża ilość wody przypadła również na zaopatrzenie obiektów gastronomicznych w tym mieście, a są to: Pub „Grotą” na ulicy Rynek oraz Bar Mini Pizza na ulicy Węgierskiej. Oprócz wymienionych usług niemałą rolę w zużyciu wody odgrywa również Ośrodek Zdrowia w Kańczudze znajdujący się na ulicy Słowackiego, z którego usług korzystają również mieszkańcy okolicznych sołectw oraz Stacja Kontroli Pojazdów, w której znajduje się myjnia. W Kańczudze znajdują się również inne placówki usługowe, takie jak np.: bank spółdzielczy (ul. Słowackiego), klub sportowy (ul. Parkowa), sklep mięsny (ul. Mickiewicza), oraz wiele innych, których udział w zużyciu wody jest niewielki. Zużycie wody w tych placówkach zostało zsumowane (wiersz „inne” w tab. 3.). W tabeli 2. zestawiono dane dotyczące zużycia wody zakładów prze-

mysłowych i placówek usługowych znajdujących się w Kańczudzie w poszczególnych miesiącach 2008 r. (w niektórych przypadkach są to okresy dwumiesięczne, gdy nie dokonywano miesięcznych odczytów).

Tabela 2. Zużycie wody przez zakłady przemysłowe i placówki usługowe na terenie Kańczugi w poszczególnych miesiącach 2008 r., na podstawie danych [1]

Nazwa	Zużycie wody w 2008 r. [m ³ /miesiąc]											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
MARMA Polskie Folie	321	338	392	486	260	306	189	260	121	167	317	91
Piekarnia „Bonus Plus”	297	211	260	262	267	275	32	345	335	357	294	195
Firma Anders	133	78	119	65	119	178	202	251	326	171	139	84
AXTONE sp. z o.o.	26	26	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5

Zużycie wody na cele przemysłowo-usługowe kształtuje się inaczej niż w przypadku mieszkalnictwa, ponieważ w miesiącach letnich jest ono najniższe. Wynika z tego, że w branży przemysłowo-usługowej zużycie zwiększa się lub zmniejsza pod wpływem innych czynników niż w przypadku mieszkalnictwa. Mniejsze zużycie wody w zakładach przemysłowych, jak i placówkach usługowych w miesiącach letnich jest związane ze spadkiem produkcji, będące rezultatem przebywania pracowników w tym czasie na urloпах. Podobna sytuacja występuje w czasie przerw świątecznych.

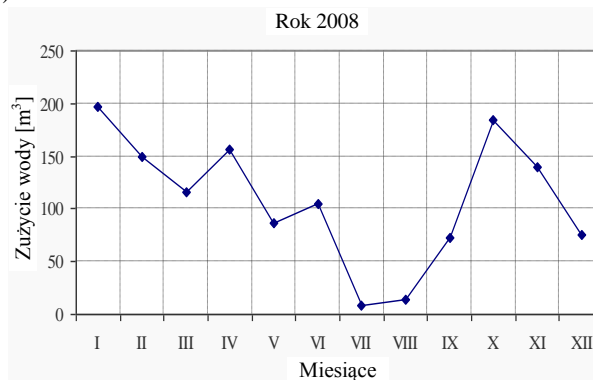
Najwyższe zużycie na cele przemysłowo-usługowe zanotowano we wrześniu i październiku, co przedstawiono w tab. 3. Bardzo dużą rolę w tym wzroście odgrywa początek roku szkolnego – powrót dzieci i młodzieży do szkół, co powoduje duży wzrost zużycia wody w przypadku ośrodków edukacyjnych. Mogłoby się wydawać dziwne niemal takie samo miesięczne zużycie wody w grupie AXTONE – 26,5 m³/miesiąc, ale wynika to z tego, że posiada ona własne ujęcia wody. Zapotrzebowanie na wodę w tej fabryce jest tak duże, że gminny wodociąg nie jest w stanie zaopatrzyć ją w taką ilość wody. Korzysta ona więc z wodociągu sporadycznie i w 2008 r. pobrała 317 m³ wody, co dzieląc na 12 miesięcy daje ok. 26 m³/miesiąc. W tym przypadku dokonano takiego przeliczenia, ponieważ ilość wody, która trafia do tej fabryki jest sprawdzana tylko pod koniec każdego roku. Zużycie wody w poszczególnych miesiącach 2009 r. przez zakłady przemysłowe i placówki usługowe przedstawiono w tab. 3.

Wartość minimalna zużycia wody w 2009 r. przypadła na miesiące listopad i grudzień, co jest związane ze świętami i przerwą w pracy oraz końcem roku, natomiast maksymalne zużycia – na miesiące marzec i kwiecień. Sytuacja w grupie AXTONE wygląda podobnie jak w roku poprzednim, tylko zużycie

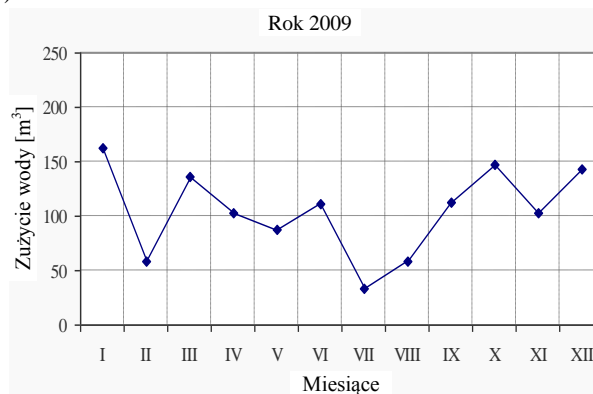
Tabela 3. Zużycie wody przez zakłady przemysłowe i placówki usługowe na terenie Kańczugi w poszczególnych miesiącach 2009 r., na podstawie [2]

Nazwa	Zużycie wody w 2009 r. [m ³ /miesiąc]											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
MARMA Polskie Folie	105	152	265	283	210	267	300	284	240	132	111	65
Piekarnia „Bonus Plus”	487	294	383	363	398	354	373	431	553	229	288	293
Firma Anders	155	49	31	83	47	55	52	84	162	188	112	89
AXTONE sp. z o.o.	78	78	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5
Zespół Szkół i Urząd Miasta i Gminy Kańczuga	401	293	521	304	228	271	230	282	236	258	267	293
Szkoła Podstawowa i Gimnazjum	163	58	136	103	87	111	34	59	112	147	103	143
Miejsko-Gminne Przedszkole	142	115	131	115	128	119	46	16	132	174	120	87
Bar Mini Pizza	68	53	67	50	56	147	76	49	66	79	63	57
Pub „Grotą”	37	59,8	49	87,8	56	69,8	48	91,8	67	60,8	46	70,8
Ośrodek Zdrowia	51	41,4	36	38,4	31	41,4	46	69,4	45	33,4	29	31,4
Stacja Kontroli Pojazdów	95		104		83		88		82		104	
Inne	278,8		243,8		190,8		256,8		242,8		255,8	

a)



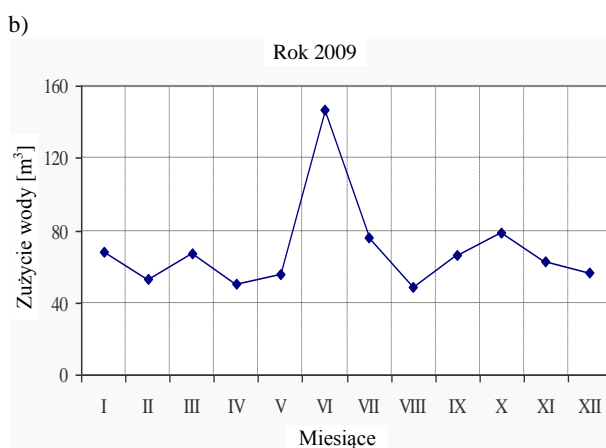
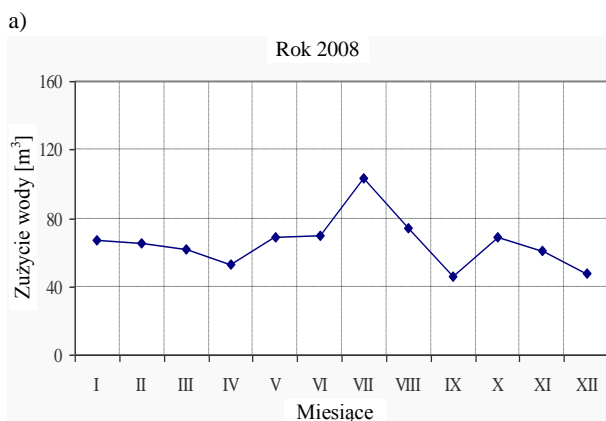
b)



Rys. 1. Zużycie wody na cele usługowe w odniesieniu do Szkoły Podstawowej i Gimnazjum w Kańczudze w poszczególnych miesiącach 2008 (a) i 2009 (b) r.

wody z wodociągu wzrosło i wyniosło 940 m³/rok, co w przeliczeniu dało ok. 78,5 m³/miesiąc. W przypadku szkół sytuacja jest podobna do tej sprzed roku, co można zobaczyć na przykładzie Szkoły Podstawowej i Gimnazjum w Kańczudze (rys. 1.). Natomiast w przypadku obiektów gastronomicznych największe zużycie przypada na miesiące letnie (rys. 2.).

Wykresy przedstawione na rys. 1. są do siebie podobne, jeżeli chodzi o tendencje wzrostowo-spadkowe, co potwierdza również współczynnik korelacji 0,64 między zużyciem w roku 2008 a 2009. Na obu wykresach widać spadek zużycia wody w lutym oraz sierpniu, natomiast wzrost w październiku.



Rys. 2. Zużycie wody na cele usługowe w odniesieniu do obiektu gastronomicznego – Pizza Mini Bar w Kańczudze w poszczególnych miesiącach 2008 i 2009 r.

Miesiącem, w którym została zużyta maksymalna ilość wody w 2008 r. był lipiec, natomiast w 2009 – czerwiec. Porównania wielkości zużycia wody na cele przemysłowe i usługi dokonano w tab. 4., w której przedstawiono odchylenie standardowe oraz współczynnik korelacji między omawianymi placówkami przemysłowymi i usługowymi, dotyczące różnic między wartościami zużycia wody w poszczególnych miesiącach 2008 i 2009 roku.

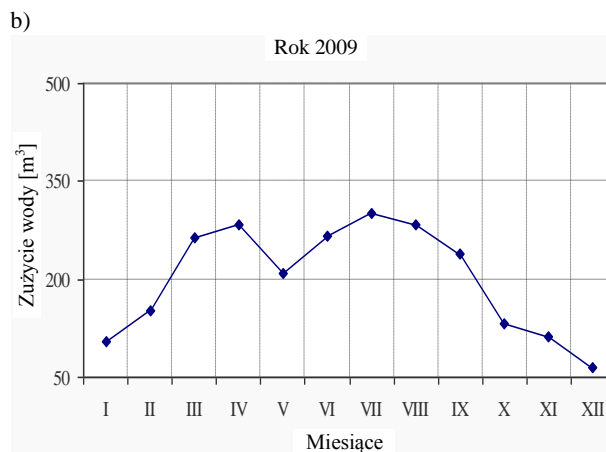
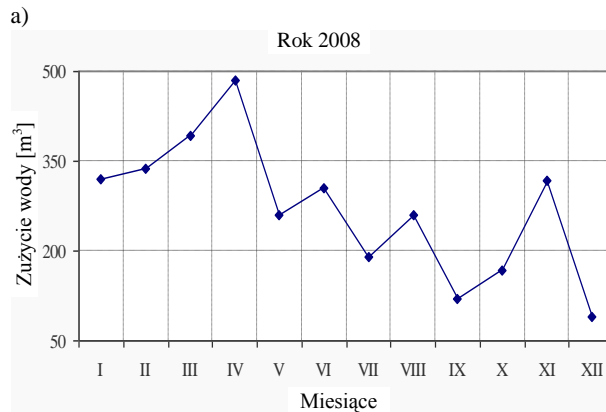
Tabela 4. Zestawienie najważniejszych danych dotyczących zużycia wody na przemysł i usługi na terenie Kańczugi w latach 2008-2009

Nazwa	Całkowite roczne zużycie wody [m ³ /rok]		Średnie miesięczne zużycie wody [m ³ /miesiąc]		Średnie dobowe zużycie wody [m ³ /d.]		Odchylenie standardowe w miesięcznym zużyciu wody [m ³ /miesiąc]		Współczynnik korelacji zużycia wody między rokiem 2008 a 2009
	2008	2009	2008	2009	2008	2009	2008	2009	
MARMA Polskie Folie	3248	2414	270,67	201,17	8,87	6,61	109,50	79,81	0,31
Piekarnia „Bonus Plus”	3130	4446	260,83	370,50	8,55	12,18	83,50	86,83	0,17
Firma Anders	1865	1107	155,42	92,25	5,10	3,03	72,94	49,33	0,38
AXTONE sp. z o.o.	317	941	26,42	78,42	0,87	2,58	0,19	0,19	1,00
Zespół Szkół oraz Urząd Miasta i Gminy Kańczuga	3071	3584	255,92	298,67	8,39	9,82	63,43	80,28	0,27
Szkoła Podstawowa i Gimnazjum	1305	1256	108,75	104,67	3,57	3,44	58,05	37,99	0,64
Miejsko-Gminne Przedszkole	1276	1325	106,33	110,42	3,49	3,63	52,39	40,88	0,62
Bar Mini Pizza	787	831	65,58	69,25	2,15	2,28	14,14	25,19	0,23
Pub „Grotta”	742,8	743,8	61,90	61,98	2,03	2,04	15,45	15,83	0,35
Ośrodek Zdrowia	465,4	493,4	38,78	41,12	1,27	1,35	10,94	10,70	-0,10
Stacja Kontroli Pojazdów	527	556	43,92	46,33	1,44	1,52	16,91	9,05	0,14
Inne	1341,8	1468,8	111,82	122,40	3,67	4,02	61,59	26,90	0,02
Wartość średnia			125,53	133,10	4,12	4,38	-	-	-

Najwyższa wartość odchylenia standardowego charakteryzuje zużycie wody w 2008 r. w fabryce MARMA, które wyniosło aż 109,50 m³ w stosunku rocznym (tab. 4.).

Na podstawie rys. 3. można stwierdzić, że w 2008 r. wystąpiły skokowe wahania w zużyciu wody, co w 2009 nie jest już aż tak widoczne. Porównując zużycie wody z lat 2008 i 2009, widać duży spadek zużycia wody w tej fabryce – według danych zawartych w z tab. 4. o 834 m³ (o 26%). Wpływ na taką sytuację prawdopodobnie miało zastosowanie nowych technologii, które pozwalają na zużycie mniejszej ilości wody w trakcie procesu produkcyjnego.

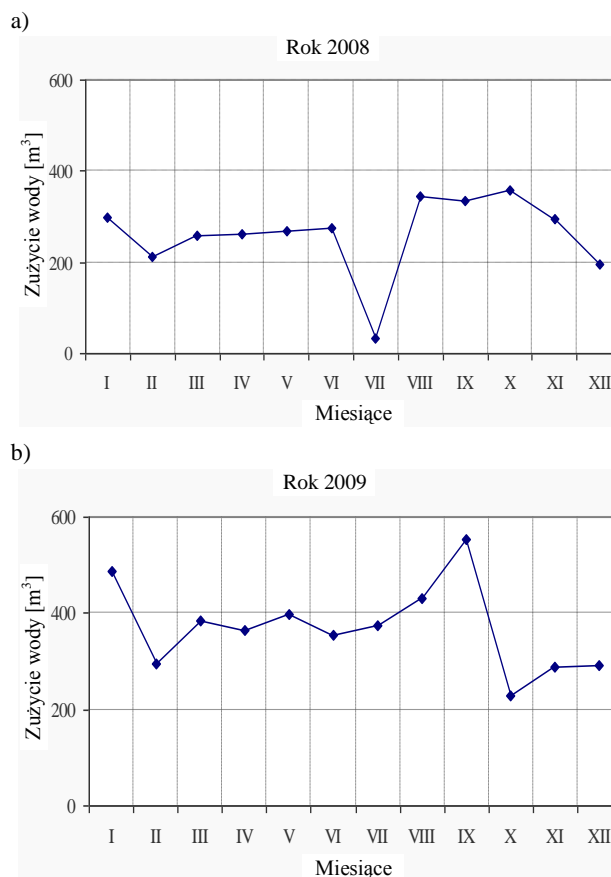
W przypadku piekarni „Bonus Plus”, odwrotnie niż w przypadku fabryki MARMA, w 2009 r. zapotrzebowanie na wodę znacznie się zwiększyło. Na podstawie danych zawartych w tab. 4. zużycie wody w tej piekarni wzrosło



Rys. 3. Zużycie wody na cele przemysłowe w odniesieniu do fabryki MARMA Polskie Folie w Kańczudze w poszczególnych miesiącach 2008 i 2009 r.

w 2009 r. o 1316 m³ (o 42%) w porównaniu z rokiem ubiegłym, co prawdopodobnie było spowodowane zwiększeniem produkcji. Największe zużycie zanotowano we wrześniu 2009 r. – 553 m³ wody, najniższe zaś w sierpniu 2008 (32 m³ zużytej wody), czego powodem był prawdopodobnie przestój wywołany przez prace konserwatorskie i przeglądowe maszyn i urządzeń (rys. 4.).

W 2009 roku zanotowano większe zużycie wody na cele przemysłowe i usługi o 6% (1090 m³). Wzrost ten świadczy o tym, że w Kańczudze przemysł i usługi ciągle się rozwijają, czego dowodem jest np. firma BIO-CONCEPT z siedzibą na ulicy Kwiatowej działająca od sierpnia 2008 r. oraz firma handlowo-usługowa MAX i sklep BIEDRONKA działające w Kańczudze od stycznia 2009.



Rys. 4. Zużycie wody na cele przemysłowe w odniesieniu do piekarni „Bonus Plus” w Kańczudze w poszczególnych miesiącach 2008 i 2009 r.

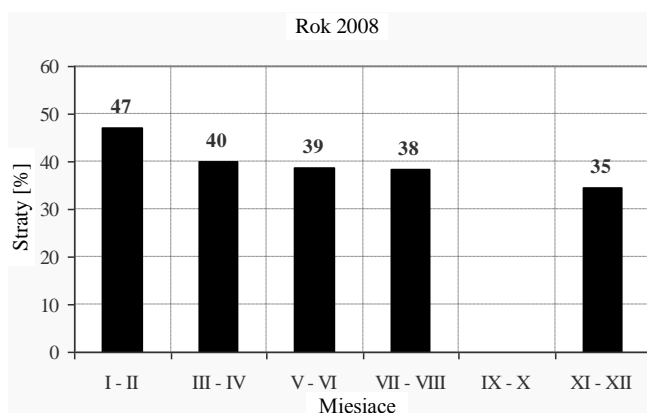
4. Straty wody w sieci zewnętrznej omawianego wodociągu gminnego

Straty wody są jednym z podstawowych elementów oceny stanu technicznego systemu wodociągowego. Przez pojęcie strat wody rozumie się: wycieki wody z przewodów zewnętrznej sieci wodociągowej będące wynikiem uszkodzeń, pobór wody niezmierzonej, kradzieże wody oraz straty fikcyjne wynikające z błędów urządzeń pomiarowych. Straty wody występują od ujęcia do miejsca jej zużycia [5, 6].

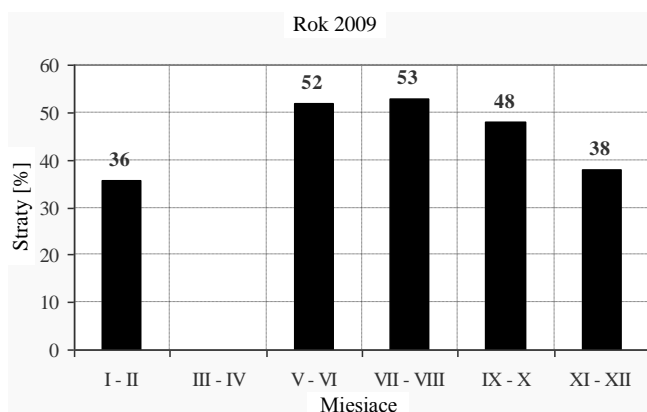
Odejmując ilość zużytej wody na wszystkie cele w ciągu dwóch kolejnych miesięcy od ilości wody włączanej do zbiorników w ciągu tych dwóch miesięcy, otrzymano objętość strat wody. Straty wody w wodociągu gminy Kańczuga w latach 2008 i 2009 przedstawiono na rys. 5. i 6.

Z wykresu przedstawionego na rys. 5. wynika, że w 2008 r. największe straty wody zanotowano w styczniu i lutym i wyniosły one aż 47%. Najniższe

straty wody były w listopadzie i grudniu – 35%. Z powodu braku danych dotyczących ilości wody włączanej do zbiorników wody czystej w październiku 2008 r. trudno oszacować straty we wrześniu oraz październiku.



Rys. 5. Straty wody w poszczególnych miesiącach 2008 r.



Rys. 6. Straty wody w poszczególnych miesiącach 2009 r.

Jeżeli chodzi o 2009 r., to nieznana jest wielkość strat wody w miesiącach marzec–kwiecień z powodu remontów na stacji uzdatniania wody w marcu tegoż roku. W 2009 roku wielkość strat wody miała inny przebieg niż w roku poprzednim i w miesiącach maj i czerwiec oraz lipiec i sierpień wyniosła ona ponad 50%.

Straty wody w omawianym wodociągu należałoby pomniejszyć o ilość wody zużytą na okresowe płukanie sieci oraz cele komunalne, takie jak np. podlewanie zieleni, mycie ulic, które nie zostały uwzględnione w zużyciu wody. Wielkość strat przede wszystkim zależy od stanu technicznego sieci wodocią-

gowej i rodzaju materiału, z którego sieć została wykonana – w przypadku wodociągu kańczudzkiego jest to PCV i PE. Na podstawie informacji uzyskanych w Zakładzie Wodociągów i Kanalizacji w Kańczudze wynika, że gminny wodociąg jest w złym stanie technicznym i nawet kilka razy dziennie zdarzają się awarie i uszkodzenia na poszczególnych odcinkach sieci, co może powodować tak duże straty wody. Bardzo dużym utrudnieniem w tutejszej gminie są również kradzieże wody (aby je ograniczyć, zlikwidowano nawet dużą liczbę hydrantów, z których głównie dokonywano kradzieży), szczególnie w okresie wiosenno-letnim, gdzie woda jest wykorzystywana do prac budowlanych lub podlewania upraw.

Ograniczenie strat wody powinno stanowić jedno z najważniejszych działań Zakładu Wodociągów i Kanalizacji w Kańczudze, gdyż umożliwi obniżenie kosztów sprzedawanej wody i równocześnie powiększa możliwości ilościowe sprzedaży wody. Po rozpoznaniu wielkości strat wody należałoby poprowadzić systematyczne wielokierunkowe działania w celu ich lokalizacji i obniżenia do poziomu kilkunastu procent.

5. Podsumowanie

Analiza zużycia wody w Kańczudze wykazała, że zapotrzebowanie na wodę w ciągu roku jest nierównomierne i podlega wahaniom. Kształtuje je wiele czynników, m.in. warunki klimatyczne, warunki lokalne, urlopy, święta, tryb życia mieszkańców, wypadki losowe, awarie przewodów i urządzeń [5-9].

Szczegółowa analiza struktury zużycia wody w Kańczudze pozwoliła na sformułowanie następujących wniosków:

1. Największe średnie zużycie wody w latach 2008-2009 na jeden dom rodzinny w Kańczudze w ciągu doby wyniosło $415,89 \text{ dm}^3/\text{gosp.dom.} \cdot \text{d.}$ (2009 r.), natomiast najniższe – $41,289 \text{ dm}^3/\text{gosp.dom.} \cdot \text{d.}$ (2008 r.). Najwyższe miesięczne zużycie wyniosło $18,40 \text{ m}^3/\text{gosp.dom.} \cdot \text{miesiąc}$ we wrześniu 2009 r., natomiast najniższe – w listopadzie i grudniu 2009 – $1,0 \text{ m}^3/\text{gosp.dom.} \cdot \text{miesiąc}$.
2. Największe średnie dobowe zużycie wody w latach 2008-2009 na jedno mieszkanie w zabudowie wielorodzinnej w Kańczudze w ciągu doby wyniosło $273,31 \text{ dm}^3/\text{mieszk.} \cdot \text{d.}$ w 2008 r., natomiast najniższe $69,65 \text{ dm}^3/\text{mieszk.} \cdot \text{d.}$ w tym samym roku.
3. Pobór wody w poszczególnych latach odznaczał się maksymalnym współczynnikiem nierównomierności dobowej, wynoszącym od 1,36 (2008) do 1,43 (2009) oraz minimalnym wynoszącym od 0,53 (2008) do 0,63 (2009), co według wytycznych szwajcarskich [7] odpowiada osiedlu wiejskiemu, a według danych polskich [7] miastu o liczbie mieszkańców 5000-10000 mieszkańców.
4. Najwyższe zużycie na cele przemysłowo-usługowe w mieście zanotowano we wrześniu i w październiku 2008 r. oraz w marcu i kwietniu

2009, wartość minimalna przypadła zaś na lipiec i sierpień 2008 r. oraz listopad i grudzień 2009. W porównaniu z rokiem poprzednim w 2009 zanotowano wyższe zużycie wody na cele przemysłowe i usługi o 6% (1090 m^3). Średni udział zużycia wody na cele przemysłowe i usługi wyniósł 67,39%.

5. Całkowite zużycie wody przez mieszkańców Kańczugi na cele bytowo-gospodarcze wzrosło w 2009 r. (w porównaniu z rokiem poprzednim) o 3,4%. Średnie jednostkowe zużycie w ciągu tych dwóch lat mieściło się w przedziale od $49,85 \text{ dm}^3/\text{M} \cdot \text{d.}$ w maju 2008 r. do $66,34 \text{ dm}^3/\text{M} \cdot \text{d.}$ w czerwcu 2008.

Literatura

- [1] Ilościowo-wartościowy Raport Zużycia Wody za okres 2008.01–2008.12. Wszystkie punkty odbioru dla osób prawnych, ZWiK Kańczuga.
- [2] Ilościowo-wartościowy Raport Zużycia Wody za okres 2009.01–2009.12. Wszystkie punkty odbioru dla osób prawnych, ZWiK Kańczuga.
- [3] Kubicka M.: Analiza zapotrzebowania na wodę miasta Kańczuga, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2010 (praca niepublikowana).
- [4] Województwo podkarpackie – podregiony, powiaty, gminy, Urząd Statystyczny w Rzeszowie, Rzeszów 2009.
- [5] Bugajski P., Satora S.: Zmienność jednostkowego zużycia wody przez mieszkańców Olkusza, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, nr 5/2009, s. 51-60.
- [6] Bergel T., Pawelek J.: Straty wody w systemach wodociągowych – charakterystyka, wielkość, wykrywanie i ograniczenie, III Konferencja Naukowo-Techniczna „Błękitny San”, Dubiecko, 21-22 kwietnia 2006.
- [7] Osuch-Pajdzińska E., Roman M.: Sieci i obiekty wodociągowe, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.
- [8] Chmielowski K., Satora S., Wałęga A.: Zmienność zużycia wody na przykładzie wodociągu dla miejscowości Mszana Dolna, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, nr 5/2009, s. 61-73.
- [9] Ślizowski R., Bugajski P.: Analiza zużycia wody w Dukli w latach 1975-2000, Komitet Techniki Rolniczej PAN, t. II. Inżynieria Rolnicza, z. 3(45), 2003, s. 91-97.

THE ANALYSIS OF WATER CONSUMPTION IN KAŃCZUGA CITY

Abstract

The aim of the work is the analysis of water consumption in Kańczuga city. The individual average twenty-four hour water consumption per one inhabitant was estimated. The next step regard the water losses. The biggest monthly water consumption was in September, and the smallest in November and December. Also the water consumption in the division of place of living (in single-family houses and flats) and industrial and service purpose were determined.

Renáta VARGOVÁ¹
Technical University of Košice

EVALUATION OF THE EXPERIMENTS WITH RESPECT TO SIMULATION TECHNIQUES

The paper presented focuses on the comparison of the measurement results obtained in laboratory experiments on steel members subjected mostly to bending in the elastic-plastic stage. Special attention is paid to an evaluation of the elastic and plastic bending load capacity, with particular emphasis on the statistical processing of resistance and geometrical characteristics of steel members. Some results of the statistical study and experimental research are presented in the form of graphs and tables.

1. Introduction

The main concern in design of any steel construction is ensuring its high reliability and cost-effectiveness. As a general rule, the concept of structural reliability seems contradictory to the economy concept, leading to the opinion that the structure should not be unreasonably reliable at the cost of its economy and vice versa. Structural reliability depends on a number of random variables. Therefore, it is necessary to pay attention to such input variables that most affect structural resistance, i.e. to introduce into the calculations correct mechanical properties and geometrical proportions of a structure, to select the proper calculation models. If a structural system or component is to perform its required function reliably during the whole period of its service life, it is essential that these aspects are taken into consideration during the early design stages. The task can be solved using a statistical approach where a great deal of numerical data and experience must be collected and applied to demonstrate a more or less random character of dimensions, material and geometrical characteristics, structural arrangements, load etc.

For the purpose of verifying the influence of individual random variables acting on steel beams as well as verifying the elastic-plastic behaviour of steel members in bending, an experimental plan was set up in the laboratories. It

¹ renata.vargova@tuke.sk

helped the researchers understand the problem and build up a general picture of the real behaviour of a steel beam during its loading stage. The experiment included two groups of beams – N1 and N2.

2. Experimental programme

The experimental programme included a total of 24 simple steel beams with the identical cross-section of a rolled-steel joist IPE 160. With regard to the purpose of the research, various interior spans were designed for the individual beams – L (600, 800, 1 000 and 1 200 mm). Three identical beams were tested for each of the spans to verify the results obtained. Depending on the loading mode and the type of support the beams were divided into two basic groups. The loading diagrams for the individual beams are shown in Fig. 1 and Fig. 2.

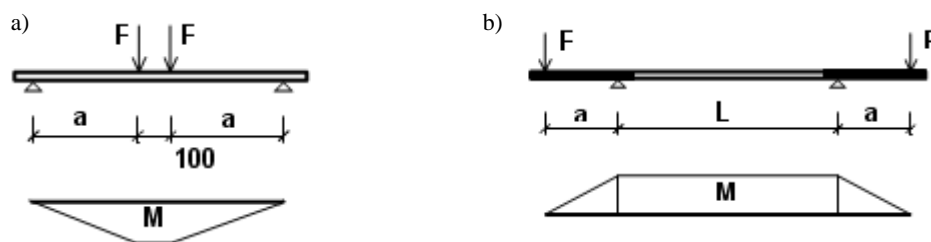


Fig. 1. Loading diagrams for: a) the first, b) the second group of test beams



Fig. 2. Test configuration: a) the first, b) the second group of test

Load on the beams was activated with a hydraulic device, one actuating cylinder, bearing plates 12 mm in width and, in the beams of group N2, also through a rigid secondary beam. The test beams were propped horizontally

against lateral-torsional buckling only at their supports by means of special frames.

The testing procedure followed the theoretical calculations of the ultimate loads and the standard verifications of the beams in terms of buckling resistance. During the experiment attention was paid to the evaluation of statistics of material properties and geometrical data and to the examination of overall vertical deflections of the beam (v), lateral deflections (u) and strains (ε).

The acquired results and knowledge then created a necessary database for the evaluation of elasto-plastic resistance of the beams and was used for the calibration of theoretical models [1].

3. Evaluation of geometrical data and material properties using a probabilistic approach

In accordance with the purpose of this article, the acquired set of geometrical data for the examined beams was further used in a probabilistic-statistical analysis. The analysis consisted of the evaluation of all measured geometric dimensions: the depth of a cross section – h , its width – b , flange thickness – t_f and web thickness – t_w , and the specification of variations in the measured geometric dimensions (in comparison with those declared by the manufacturer). These variations were subsequently compared with the tolerances specified in the product standards. Permissible tolerances were considered in compliance with STN EN 10029+AC [2] and STN EN 1090-2 [3]. As indicated in the standards, all structural members – whether hot-rolled or cold-formed products of structural steels – must comply with the specific tolerances. Not only do the tolerances apply to structural elements, or components, but also to structural systems constructed from such sections, unless these standards are replaced by some stricter criteria stipulated in Annex D.1 to the standard STN EN 1090-2.

STN EN 1090-2 defines the following basic tolerances:

- depth

$$\Delta = h / 50 = 160/50 = 3,2 \text{ mm},$$

- width

$$\Delta = B / 80 = 82/80 = 1,025 \text{ mm}.$$

In compliance with the standard STN EN 10029+AC:

- web thickness

$$\Delta = -0,4a + 1,1 \text{ mm (A)},$$

$$\Delta = -0,3a + 1,2 \text{ mm (B)},$$

$$\Delta = 0,0a + 1,5 \text{ mm (C)},$$

- flange thickness

$$\Delta = -0,4a + 1,1 \text{ mm (A)},$$

$$\Delta = -0,3a + 1,2 \text{ mm (B)},$$

$$\Delta = 0,0a + 1,5 \text{ mm (C)}.$$

For comparison, the dimensions declared by the producer for the individual cross-sections are shown in Tab. 1 and the real dimensions for all tested beams measured in the experiments in Tab. 2.

Table 1. Dimensions of cross-sections declared by the producer

Beam	Section	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]
N1-600-1200, N2-600-1200	IPE 160	160	82	5	7,4

Table 2. Dimensions of the cross-sections measured in the experiments and their variations

Beam	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	Δh [mm]	Δb [mm]	Δt_w [mm]	Δt_f [mm]
N1-600-1	160,20	82,82	5,27	7,03	0,20	0,82	0,27	-0,37
N1-600-2	160,80	82,65	5,20	6,95	0,80	0,65	0,20	-0,45
N1-600-3	161,70	82,82	5,20	7,02	1,70	0,82	0,20	-0,38
N1-800-1	161,83	82,02	5,17	7,05	1,83	0,02	0,17	-0,35
N1-800-2	161,93	82,13	5,27	7,03	1,93	0,13	0,27	-0,37
N1-800-3	161,50	82,22	5,17	7,15	1,50	0,22	0,17	-0,25
N1-1000-1	161,67	82,68	5,27	6,97	1,67	0,68	0,27	-0,43
N1-1000-2	160,40	82,70	5,33	7,03	0,40	0,70	0,33	-0,37
N1-1000-3	160,87	82,45	5,53	7,03	0,87	0,45	0,53	-0,37
N1-1200-1	160,90	82,47	5,73	6,95	0,90	0,47	0,73	-0,45
N1-1200-2	161,00	82,58	5,60	6,95	1,00	0,58	0,60	-0,45
N1-1200-3	160,77	82,75	5,27	7,08	0,77	0,75	0,27	-0,32
N2-600-1	160,77	82,40	5,17	6,93	0,77	0,40	0,17	-0,47
N2-600-2	160,57	82,22	5,00	6,95	0,57	0,22	0,00	-0,45
N2-600-3	160,63	82,90	5,12	6,97	0,63	0,90	0,12	-0,43
N2-800-1	161,50	82,90	5,07	6,95	1,50	0,90	0,07	-0,45
N2-800-2	160,57	83,13	5,00	6,92	0,57	1,13	0,00	-0,48
N2-800-3	160,23	82,37	5,03	7,03	0,23	0,37	0,03	-0,37
N2-1000-1	160,07	82,38	5,00	6,93	0,07	0,38	0,00	-0,47
N2-1000-2	160,13	82,78	5,13	6,95	0,13	0,78	0,13	-0,45
N2-1000-3	161,07	82,08	5,03	6,98	1,07	0,08	0,03	-0,42
N2-1200-1	160,20	82,70	5,00	6,97	0,20	0,70	0,00	-0,43
N2-1200-2	161,13	82,87	5,03	6,93	1,13	0,87	0,03	-0,47
N2-1200-3	161,10	82,32	5,03	6,97	1,10	0,32	0,03	-0,43

The sign of all variations in the depths of the cross-sections in the experiments is positive. The maximum Δh_{\max} is +1,93 mm, which, when taking into account the absolute value, is within the standard tolerances. Similarly, the variations in the cross-sectional widths satisfied the standard criteria with the maximum permissible tolerance $\Delta b_{\max} = +0,9$ mm. For the variations in the web thicknesses, a maximum of +0,73 mm was recorded, which, again, is within the standard tolerances for Class A and thus also in compliance with the standard requirements for Classes B and C. The variations observed in the flange thicknesses of the beams met the standard requirements set for Class A (negative variations). However, there was only one beam that met the criteria for Class B (a negative variation) and none of the beams complied with the standard requirements for Class C. All measured values were negative with a minimum of $-0,48$ mm.

The dimensions of the cross-sections measured in the experiments allowed to determine the corresponding sectional properties. These were later compared with the properties declared by the producer. On the basis of the evaluated data statistical items for the individual sets of geometrical data were calculated: the cross-sectional area variation – φ_A , the variation in the moment of inertia – φ_I and the variations in the module of section – φ_W , φ_{Wpl} . The statistics of geometrical variations and yield stress f_y in the test beams are shown in Tab. 3.

Table 3. Statistics of geometrical variations and yield stress in the tested beams

	φ_A	φ_I	φ_W	φ_{Wpl}	f_y
Normal	0,98785987	0,983778151	0,97808556	0,98191	308,2916667
Median/Mean	0,98276827	0,979658627	0,97508385	0,978782	310
Standard deviation	0,01680388	0,01331343	0,01086728	0,012994	15,69679881
Population variance	0,00028237	0,000177247	0,0001181	0,000169	246,3894928
Kurtosis	-0,2956059	-1,29220915	-1,3767716	-1,40846	-1,99290361
Skewness	0,72706124	-0,08789393	-0,022755	0,081616	-0,10399985
Max–min difference	0,05965377	0,045158534	0,03623169	0,042218	39
Minimum	0,96586009	0,958967838	0,95856843	0,959941	285
Maximum	1,02551385	1,004126372	0,99480012	1,002159	324
Number of beams	24	24	24	24	24

Histograms for the individual sets of cross-sectional geometrical variations and yield stress were constructed. The relative values of geometrical variations were drawn in the range from 0,9 (0,95) to 1,1 (1,05). The graphs of the associated probability density functions were plotted using these data sets and then used in the particular histograms. Yield stress histograms were drawn using the absolute values ranging from 200 to 400 MPa. All histograms are shown in Fig. 3 and 4. Due to a small number of specimens it was impossible to make reliable inferences from the data concerning material characteristics so the

evaluation of the material properties could not be considered representative of the set or population. Therefore, in the resistance evaluation of the individual structural elements and systems it is recommended to utilize yield stress histograms given by L. Rozlívka according to the class and type of steel used.

Histograms created for sectional properties (Fig. 4) confirmed the correctness of the application of Histogram N105, ranging from 0,95 to 1,05, defined in the software package MC SIMUL.

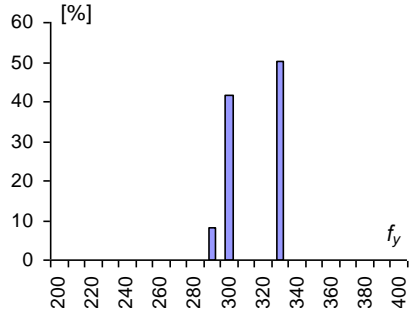


Fig. 3. Yield stress f_y histograms

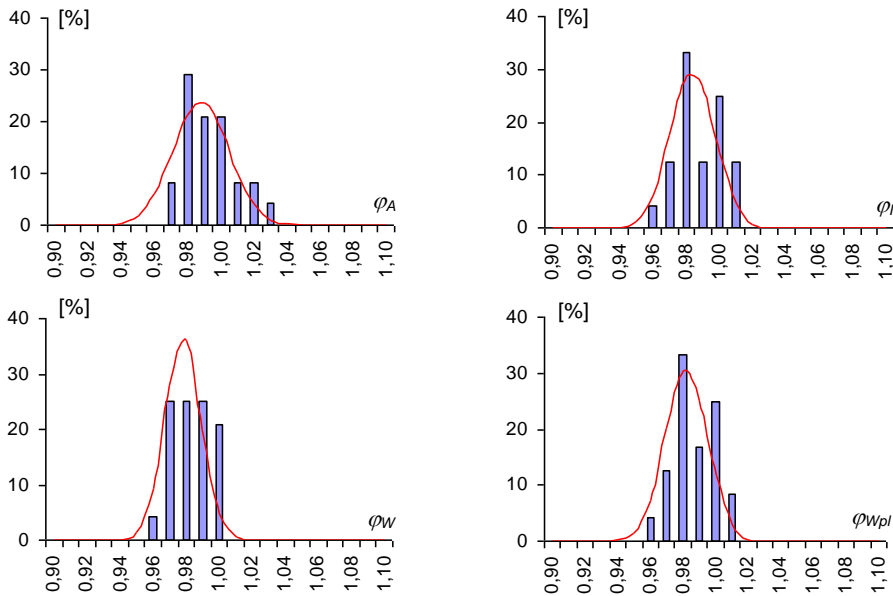


Fig. 4. Histograms for the variations in the geometrical properties of the sections φ_A , φ_l , φ_W , and φ_{Wpl}

In structural reliability assessment using a probabilistic approach it is essential to use real observed statistical sets of sectional properties as they can significantly contribute to the economical design of steel structures. However,

the collection of such data is quite a challenging task for an ordinary structural designer. To solve the problem, a correlation analysis for the individual sectional properties was applied. Its purpose was to explore the possibilities of utilizing a single representative random variable for all types of load (action). To verify the assumption, the closeness of linear relation/dependence between the individual geometric data was examined. Correlation coefficients for assumed linear relations between the individual geometrical characteristics for the individual sections were determined and are given in Tab. 4.

Table 4. Correlation coefficients for linear relations

	A	I	W	W_{pl}
A	1			
I	0,802358	1		
W	0,885632	0,976299	1	
W_{pl}	0,942394	0,953646	0,988356	1

As Cohen has it [2, 4], the absolute value of correlation lower than 0,1 is trivial, between 0,1 and 0,3 it is small, between 0,3 and 0,5 it is considered medium and the one between 0,5 and 1,0 is great. The resulting correlations confirm that the observed relations are close. Therefore, it is possible to express the given characteristics applied in bending through the characteristics used for tension and/or compression, where:

$$\varphi_A \approx \varphi_I \approx \varphi_{W_{el}} \approx \varphi_{W_{pl}}.$$

The correlation between the relative values of the moment of inertia φ_I , the elastic section modulus $\varphi_{W_{el}}$ and the plastic section modulus $\varphi_{W_{pl}}$ on the relative sectional area of the member φ_A can be seen from Fig. 5. Regression curves were fitted to these data points defined by the equation:

$$\varphi_A = a_j \cdot \varphi_A + b_j,$$

where a_j , b_j are constants calculated by the method of least squares and $j = I, W_{el}, W_{pl}$.

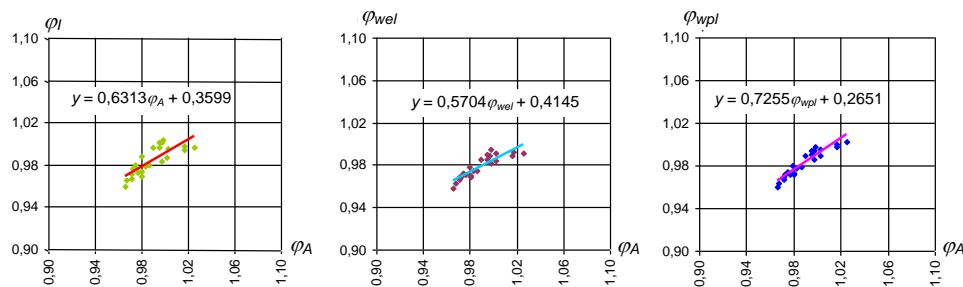


Fig. 5. Regression of sectional properties

Both the correlation and regression analyses confirmed the validity of the assumption to use the uniform histogram N105 generated for the normal distribution in the range between 0,95 and 1,05 for all sectional characteristics.

4. Conclusion

The measurement and the subsequent evaluation of geometrical variations is one of the most important tools in the assessment of accuracy of manufacture and quality of steel structures and elements. Possible variations in geometrical properties have an impact on cross-sectional characteristics and these in the upshot affect the overall structural resistance and deformations. Thus, geometrical variations should be fully in compliance with the set standard tolerances. In the experiment, all geometrical data for the beams were statistically analysed and the results obtained regarding the depth, width, and the web thickness were within the tolerances according to the recommendations given by the standards STN EN 10029 and STN EN 1090-2. The flange thickness was somewhat problematic – it satisfied only the standard criteria for Class A with a negative variation and there was a negative variation for Class B too; however, only one beam was able to fulfil the criteria. Unfortunately, there were no beams that met the required standard criteria for Class C. This implies that the verification of geometrical dimensions can be regarded as perfectly legitimate.

The results acquired, and the evaluation of the results as well, point to the fact that the verification of geometrical properties and all other above mentioned characteristics is quite justifiable and brings the knowledge that may contribute to the more economical design of steel structures.

The article was written within the frames of the project ITMS 26220220124 „Research into Filler – beam Deck Bridges with Encased Beams of Modified Sections”.

References

- [1] Vargová R.: Probabilistic analysis of reliability and resistance of frames and members, [Dissertation] TU – Civil Engineering Faculty in Košice, Košice 2010.
- [2] STN EN 10029+AC:1998: Hot-rolled steel plates 3 mm thick or above. Tolerances on dimensions and shape, SUTN, Bratislava 1998.
- [2] STN EN 1090-2:2009: Execution of steel structures and aluminium structures. Part 2: Technical requirements for steel structures, SUTN, Bratislava 2009.
- [4] Cohen J.: Statistical power analysis for the behavioral sciences, 2nd ed., Lawrence Erlbaum, New Jersey 1988.