JCEEA

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury

Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

Kwartalnik
tom XXXII
zeszyt 62 (nr 3/II/2015)
lipiec-wrzesień

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją
Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

Wydano za zgodą Rektora

R e d a k t o r n a c z e l n y
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

R a d a N a u k o w a
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Števulová (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. Zinoviy Blikharskyy (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)

K o m i t e t R e d a k c y j n y
(afiliacja: Polska)

redaktor naczelny
dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

redaktorzy tematyczni (*naukowi*)
prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

redaktor statystyczny
dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

sekretarz redakcji
dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

członkowie
dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA
dr inż. Zdzisław PISAREK, dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz

P r z y g o t o w a n i e m a t r y c
Zdzisław PISAREK

p-ISSN 2300-5130
e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.edu.pl//pl/zeszyty--naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ (e-mail: kpiet@prz.edu.pl)

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.prz.edu.pl (e-mail: oficyna1@prz.edu.pl)

Informacje dodatkowe i stopka – str. 529

SPIS TREŚCI

Jacek ABRAMCZYK: A way of geometrical shaping effective shell forms 7

Edyta BŁYSKAL, Lucjan ŚLĘCZKA: Przestrzenne modele obliczeniowe ramowych hal stalowych..... 25

Jan BRÓDKA, Miroslaw BRONIEWICZ: Design of trusses made of channel sections according to Eurocode rules..... 37

Lidia BUDA-OZOG, Izabela SKRZYPCZAK: Experimental and numerical analysis of cracks in the reinforced concrete pipes 63

Julia CIGASOVA, Nadezda STEVULOVA, Alena SICAKOVA: New biocomposites based on hemp hurds 75

Adam DOSKOCZ: Badanie dokładności opracowania sytuacyjnego wielkoskalowych map cyfrowych..... 83

Marcin GÓRSKI, Aleksander KOZŁOWSKI, Tomasz KOZŁOWSKI, Paweł LUDERA: Analiza układu stężającego budynku wysokościowego o konstrukcji betonowej 105

Grzegorz GREMZA, Jan ZAMOROWSKI: Nietypowa konstrukcja spawanego węzła w jednowarstwowej kratownicy przestrzennej 119

Grzegorz GREMZA, Jan ZAMOROWSKI: Selected aspects of calculating crane supporting beams 135

Wioleta ISKRA-KOZAK: Możliwości wykorzystania popiołów wysokowapniowych do otrzymywania zapraw tynkarskich... 149

Waldemar IZDEBSKI: Możliwości podniesienia poziomu automatyzacji w funkcjonowaniu państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego w obliczu aktualnych uregulowań prawnych i postępującego rozwoju technologicznego..... 161

Agnieszka JABŁOŃSKA-KRYSIEWICZ: Finite element modelling of the behaviour of steel end-plate connections 173

Jacek JAWORSKI, Olga SZLACHETKA, Luz Antonio AGUILERA - CORTÉS: Zastosowanie metody Rayleigh'a do obliczenia pierwszej częstości drgań własnych słupów wspornikowych o zmiennym przekroju poprzecznym..... 185

Karolina KOŚ, Eugeniusz ZAWISZA: Charakterystyka geotechniczna osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego 195

Pavlo KRAINSKYI, Roman KHMIL, Zinoviy BLIKHARSKIY: The strength of reinforced concrete columns, strengthened by reinforced concrete jacketing under loading..... 209

Krzysztof KUCHTA, Izabela TYLEK: Kryterium sztywności w projektowaniu poprzecznych żeber blachownic 221

Krzysztof KUCHTA, Izabela TYLEK: Modele obliczeniowe pośrednich żeber poprzecznych blachownic w stanie nadkrytycznym środnika 243

Maciej KULPA, Tomasz SIWOWSKI: Kształtowanie płyt pomostów mostów drogowych z kompozytów FRP 263

Mariusz MAŚLAK, Małgorzata SNELA: Miarodajna macierz sztywności w modelowaniu podatności ogarniętego pożarem stalowego doczołowego węzła rygiel - słup..... 285

Monika MIKA, Anna PRZEWIĘŹLIKOWSKA, Monika SIEJKA: Monitoring rynku programów geodezyjnych wykorzystywanych do opracowania mapy do celów projektowych na terenie powiatu krakowskiego 301

Witold NIEMIEC, Feliks STACHOWICZ, Tomasz TRZEPIECIŃSKI, Leszek KĘPA, Marek DZIURKA: Small-scale harvesting machinery for short rotation willow coppice 315

Zdzisław PISAREK: Analytical model end plate bolted joint under bending moment and axial force load 325

Marian PONIEWIERA, Ewa MACIEJOWSKA-FIGIEL, Magdalena WRÓBEL: Numeryczny model wyrobisk zabytkowej kopalni węgla kamiennego „Guido” 337

Alicja PUSZKAREWICZ, Jadwiga KALETA, Dorota PAPCIAK: Usuwanie fenolu w procesie adsorpcji 351

Mateusz RAJCHEL, Tomasz SIWOWSKI: Research on the hybrid FRP composite – concrete bridge girder 363

Alexander A. RIABENKO, Volodymyr V. CHERNYUK, Oksana A. KLYUHA, Oksana A. HALYCH, Dmytro M. POPLAVSKIY: Mathematical and hydraulic modelling of undular jump 379

Martina RYSULOVA, Daniela KAPOSZTASOVA, Zuzana VRANAYOVA: Safety management of grey water - prevention against potential system risks 393

Viktor SHEVCHENKO, Galyna KOTSAY: Determination of glass waste allowable amound used as an additive to portland cement 403

Szymon SWIERCZYNA, Walter WUWER: Issues of alternating load in design of cold-formed steel frames with lap joints 411

Radosław SZCZERBA, Marcin GAJEWSKI, Marian GIŻEJOWSKI: Analysis of steel I-beam-columns cross-section resistance with use of finite element method 425

Andrzej SZYCHOWSKI: Stateczność mimośrodowo ściskanej ścianki wspornikowej elementu cienkościennego 439

Krzysztof WILK: Effective soil strength parameters and load capacity of shallow foundations according to various Polish design codes 459

Szczepan WOLIŃSKI: kształtowanie konstrukcji ze względu na ryzyko zniszczenia 475

Ireneusz WYCZAŁEK, Michał WYCZAŁEK, Artur PLICHTA: Inventory measurements based on non-metric aerial photos from the board of unmanned aerial vehicle (UAV) 485

Martina ZELENAKOVA, Vlasta ONDREJKA HARBULAKOVA, Marek KOVAC: Environmental impact assessment of Andrejovsky stream regulation 499

Vasyl ZHELYKH, Olena SAVCHENKO, Vadym MATUSEVYCH: The application features geothermal ventilation of the passive house in the cold season 509

Dominika ZIAJA, Bartosz MILLER: Dostrajanie modelu ramy z wykorzystaniem algorytmów genetycznych i sieci neuronowych..... 517

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 7-24

Jacek ABRAMCZYK[1]

A WAY OF GEOMETRICAL SHAPING EFFECTIVE SHELL FORMS

The main content of the paper is a presentation of a way of arranging individual light gauge steel shells in the three-dimensional space to obtain a structure whose general shape corresponds to a regular surface called a base surface characterized by any sign of the Gaussian curvature. The way enables us to achieve: a) an integration of the shape and locations of any number of elements of a shaped building object including walls, windows, roof shell stripes by a diversification of their inclination to the vertical direction and a horizontal plane, b) an effective structural work of the shell folds of the deformed sheets producing individual shells, c) an effective arrangement of the stripes passing crosswise the whole structure by means of the base surface, d) an effective cover of the shell strips with the shell sheets. These aims were achieved by means of auxiliary polyhedral compositions whose side and edges are close to planes and straight lines normal to the base surface as accurate as possible at the point chosen initially. In the next stage, the directrices of the stripes are determined on the planes of this controlling structure composed of the above auxiliary compositions. The models of the stripes are fixed on the base of these directrices so that each model would be contained in one controlling composition. The proposed way can be easily extended over more complicated shell structures, including segment shell structure, characterized by a great integration of any number of elements of a building object.

Keywords: light gauge steel shells, stripe structures, free deformation

1. Introduction – Free Shell Structures

Flat sheets are connected one to another by their longitudinal edges to obtain a stripe, which can be easily transformed into shell forms– *individual shell*, see Fig. 1. While transforming a freedom of the transversal width increments of the stripe folds is assured, so their transformation is called *free deformations* [4, 15]. There are three basic free deformations: a) free bend, b) free twist and c) a bend-twist deformation, see Fig. 2.

[1] Author for correspondence: Jacek Abramczyk, Rzeszow University of Technology, ul. Poznańska 2, pok. 217, 35-959 Rzeszów, +17 865 1307, jacabram@prz.edu.pl.



Fig. 1. The view of a shell strip [4]

Rys. 1. Model powłokowego pasma

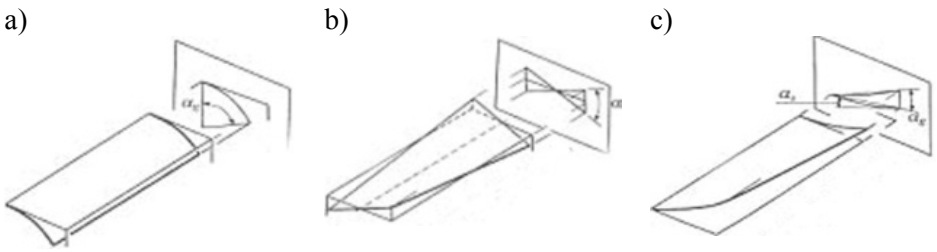


Fig. 2. Three basic fee deformations: a) bent, b) twist and c) bent twist

Rys. 2. Trzy podstawowe deformacje swobodne: a) giętna, b) skrętna, c) giętno-skrętna

Because the shell sheets (shell folds) take diversified positions toward the vertical direction and a horizontal plane, oblique at most, then they experience a mutual influence and, in the end, the mutual displacement of their folds axes along their directions under the influence of their own weight and forces acting during assembling the folds to the shell directrices. Such a displacement of adjacent shell folds is called a *cut deformation*, see Fig. 3.a, [1].Another forced deformation is called a *press-stretch deformation*, see Fig. 3.b, which causes a change of the fold width along the directrix direction.

Folds in the same shell may be subject to deformations of various types and values [2, 3]. Therefore, the mutual position of the directrices supporting the same strip may be almost free but the crosswise ends of the shell fold may require oblique cutting in conformity with the directrices directions [1].

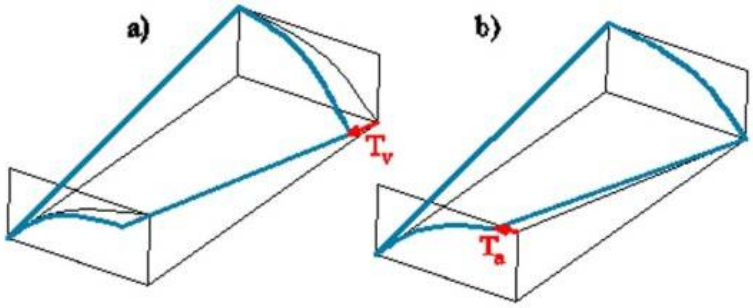


Fig. 3. Two types of additional, forced deformations: a) cut deformation, b) press-stretch deformation

Rys. 3. Dwa rodzaje dodatkowych deformacji wymuszających: a) deformacja ścinająca, b) deformacja ściskająca-rozciągająca

The lengths of these shell folds cannot be as big as one likes because of the transport and shell shape changes restrictions [1]. For example, if we want to receive a big degree of the deformation the length may be curtailed. Thus, the stripes should be putted together to obtain a span and attractiveness greater than in the case of an individual shell [4].

We may join the stripes to obtain the compound shell characterized by very attractive and original shell form whose the Gaussian curvature is of free sign and value in opposition to an individual shell whose form have to be a continue sector of a ruled surface characterized by the non-positive Gaussian curvature [2, 3].

The main aim of linking many individual shells – *stripes* is to get a shell structure whose general form is close to geometrical surface being characterized by the positive Gaussian curvature and regular pattern made of either shared edges or flat areas between the segments of the structure, see Fig 4.

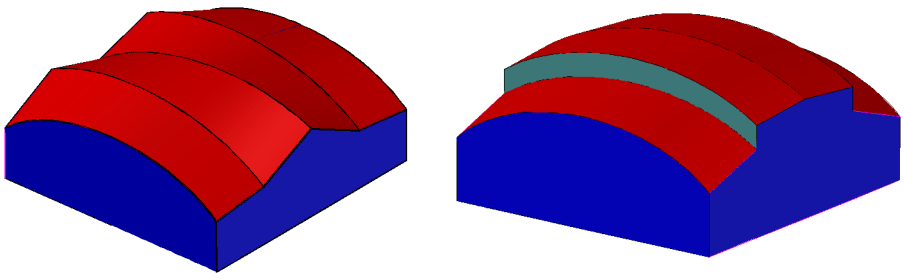


Fig. 4. Models of stripe shell structures characterized by shared or separated and displaced directrices of the adjacent segments

Rys. 4. Modele powłokowych struktur pasmowych charakteryzujących się współdzielonymi lub rozsuniętymi kierownicami sąsiednich segmentów

The easiest form of a building object covered with a strip shell structure can be obtained by locating the directrices and walls on vertical planes parallel to each other [5], see Fig. 5.

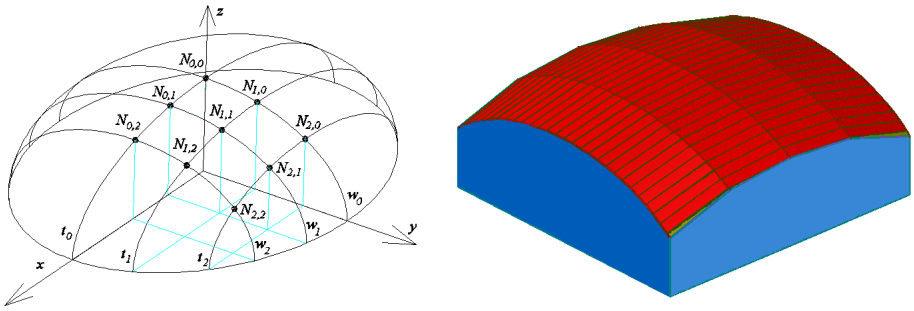


Fig. 5. The way of creating and visualization of a continue strip shell structure characterized by vertical location of its directrices

Rys. 5. Sposób tworzenia i wizualizacja ciągłej, pasmowej struktury powłokowej charakteryzującej się pionowym położeniem kierownic

The most attractive shell forms are received by inclining walls including gable walls of a building object to vertical planes obliquely and, next, locating the directrices on the wall planes, Fig. 6. Additionally, the gable walls may be divided into two symmetrical parts [5], Fig. 7.

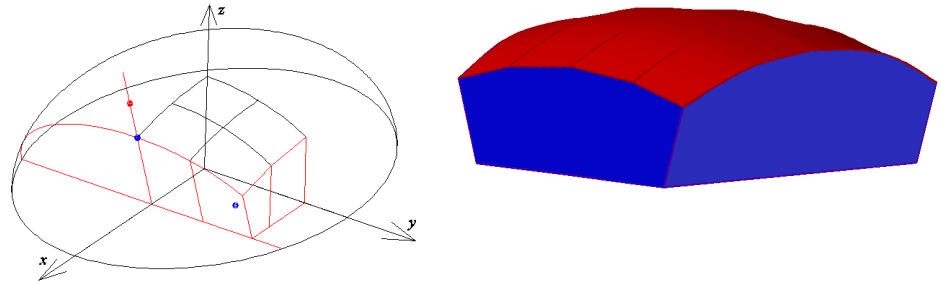


Fig. 6. The way of creation and visualization a shell structure having two oblique flat gable walls

Rys. 6. Sposób tworzenia i wizualizacja struktury powłokowej posiadającej dwie ukośne ściany szczytowe

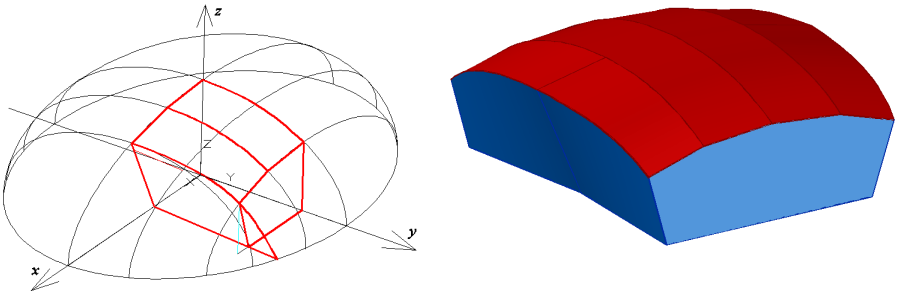


Fig. 7. The way of creating and visualization a shell structure having two oblique gable walls composed of two flat pieces symmetrical toward the plane *(x, z)*

Rys. 7. Sposób tworzenia i wizualizacja struktury powłokowej posiadającej dwie ukośne ściany szczytowe złożone z dwóch części symetrycznych względem płaszczyzny *(x, z)*

The innovative character of the way rely on integrating the form of a whole building object that is referring the locations and shapes of its directrices to the locations and shapes of its walls and windows having regard to: a) an effective structural work of the deformed folds, b) an effective arrangement of the stripes toward a base surface, c) an effective cover of the shell strips with the deformed sheets.

We can optimize shapes and location of the shell building objects [6], for example, by minimizing values of the angle measures of the inclination of wall's edges and chosen straight lines normal for the stripe's surfaces.

2. The Assumptions of the Way

A regular, geometrical surface called a base surface is used to arrange shell stripes in the three dimensional space. In the example presented bellow, this surface is an non-rotational ellipsoid σ [11, 13, 14] expressed as:

$$\frac{x^2}{a^2}+\frac{y^2}{b^2}+\frac{z^2}{c^2}=1 \tag{1}$$

where: a = 24000 mm, b = 18000 mm, c = 11000 mm,
x, y, z – variables.

To determine the shapes and locations of a shell structure directrices and stripes, lines on σ are fixed in planes perpendicular and parallel to the axes of the coordinate system $[x, y, z]$. The straight lines tangent and normal to σ are led through the points of their intersection, Fig. 8.

The above lines can be used for integrating any number of elements of a building object. This integration is achieved by division of the elevation walls into flat areas included in planes normal to the base surface or in planes

approximating these ones. The stripe directrices of the shall structures are also contained in the planes of the walls.

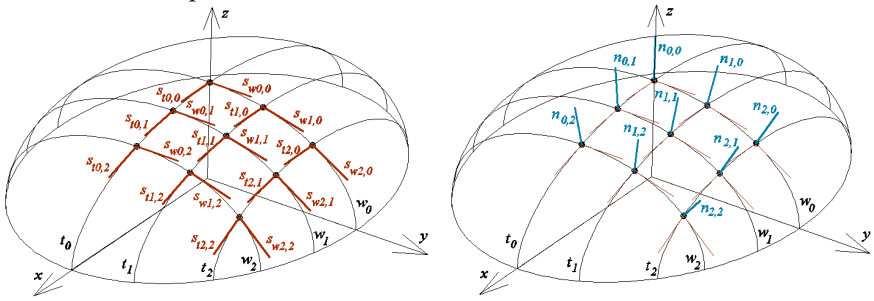


Fig. 8. The straight lines tangent $s_{ti,j}$, $s_{wi,j}$ and normal $n_{i,j}$ to the ellipsoid σ at the points $N_{i,j}$

Rys. 8. Linie styczne $s_{ti,j}$, $s_{wi,j}$ i normalne $n_{i,j}$ do elipsoidy σ w punktach $N_{i,j}$

The next assumption [8, 9, 18] of the way is to get: a) an effective initial deformations resulting from assembling sheets to the strip diretrices, b) an effective arrangement of the stripes toward a base surface, c) an effective cover of the shell strips with the deformed sheets.

The effective initial deformations of the flat sheets caused by assembling sheets to the strip diretrices consist in assuring a freedom of transversal width increments of each shell fold and a possible small effort [4, 15] of these shell folds so that they have an ability of bearing possible great functional loads.

The effective arrangement of the stripes toward the base surface is relied on exploiting the straight lines and planes normal to this surface to obtain the border lines of the stripes including directices being lain on these planes or located and directed toward these planes [3].

The effective covering the shell strips with the deformed sheets consists in assuring that the shell sheets after spreading on the shell directrices are going to cover the stripe area possibly tightly as well as their crosswise ends will be possible close to the locations and directions of the directrices [1].

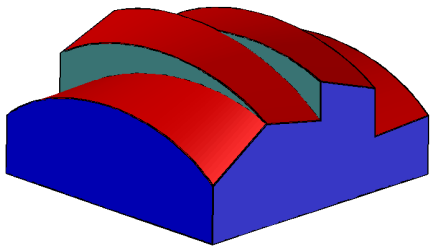


Fig. 9. A model of a discontinuous strip shell structure characterized by the directices separated from each other by translating and rotating

Rys. 9. Model nieciągłej struktury powłokowej, której kierownice rozsunięto i obrócono

It is possible to increase the diversity and the attractiveness of the free and original general forms of the shell structures by splitting the shared directrices of the adjacent stripes by dint of such displacements as translations or rotations [5, 12, 16], Figs. 4, 9.

In general, we obtain the ellipse w_j as the result of intersection of the base ellipsoid σ with a plane parallel to the plane *(y, z)* of the local coordinate system [*x, y, z*] of σ. In the considered example, the mathematic representation of each directrix of a strip created on the base of this ellipsoid [17] in its local coordinate system is as follows:

$$\begin{aligned} x_o &= xN_{0,j} \\ y_o &= b_{wj} \cdot \cos(\omega_j) \\ z_o &= c_{wj} \cdot \sin(\omega_j) \end{aligned} \tag{2}$$

where: $b_{wj} = b \cdot \sqrt{1 - \frac{xN_{0,j}^{\ 2}}{a^2}}$, $c_{wj} = c \cdot \sqrt{1 - \frac{xN_{0,j}^{\ 2}}{a^2}}$, ω_j - angular parameter.

If we want to obtain the equations of these directrices in the local coordinate system of σ, then we will use the transformation formula of the local system of the ellipse w_j into the local system of σ given by:

$$\begin{aligned} x &= x_o \\ y &= y_o \cdot \cos(\alpha) + (z_o - w_z) \cdot \sin(\alpha) \\ z &= -y_o \cdot \sin(\alpha) + (z_o - w_z) \cdot \cos(\alpha) . \end{aligned} \tag{3}$$

The equation system (3) describes also a transformation of the coordinate of a point $P(x, y, z)$ from the coordinate system [x_o, y_o, z_o] into the coordinate system [*x, y, z*]. This transformation exploits the composition of the translation by the vector $\vec{w} = [0, 0, w_z]$ and rotation by the angle α around the axis x_w being the result of the displacement of the axis *x* by the vector $\vec{w}$. This transformation enables us to exploit the system (3) in determining not only the equations of each transformed strip directrices in the ellipsoid coordinate system but also the locations of each ruling of the considered strips.

The final system of three parametric equations of the ellipse w_j in [*x, y, z*] are as follows

$$\begin{aligned} x &= xN_{0,j} \\ y &= b_{wj} \cdot \cos(\omega_j) \cdot \cos(\alpha) + (c_{wj} \cdot \sin(\omega_j) - w_z) \cdot \sin(\alpha) \\ z &= -b_{wj} \cdot \cos(\omega_j) \cdot \sin(\alpha) + (c_{wj} \cdot \sin(\omega_j) - w_z) \cdot \cos(\alpha) . \end{aligned} \tag{4}$$

3. The Presentation of the Way on the Base of Stripe Structures

With respect to the restrictions referring to the fold shape changes while assembling them to the shell directrices it was decided that the activities provided by the way algorithm have to be devidet into two essential stages.

The first stage is produced by the action leading to creating a polyhedral structure called a *controlling structure* whose planes separate the individual stripes of the shell structure from each other. The controlling structure delimits crosswise "cells" in the space, in which the strips satisfying the restrictions referring to the shape changes are located. In the second stage the shell stripes are positioned in these "cells" by means of flat directrices being created on the planes of the controlling structure.

To obtain a first stripe – Stripe 1of a shell structure, arranged toward the ellipsoid (1), we have to replace the pairs of adjacent skew lines: ($n_{0,1}$, $n_{1,1}$), ($n_{1,1}$, $n_{2,1}$) passing through the points: $N_{0,1}$, $N_{1,1}$ and $N_{1,1}$, $N_{2,1}$. The points $H_{w1,1}$, $H_{w2,1}$ are taken on two straight lines $n_{Hw1,1}$, $n_{Hw2,1}$ perpendicular to the pairs ($n_{0,1}$, $n_{1,1}$), ($n_{1,1}$, $n_{2,1}$) and intersecting the straight lines of these pairs at points $H_{w0,1_1,1}$, $H_{w1,1_1,1}$ and $H_{w1,1_2,1}$, $H_{w2,1_2,1}$, Fig. 10, so that the positions of the points $H_{w1,1}$, $H_{w2,1}$ are between the points, $H_{w0,1_1,1}$, $H_{w1,1_1,1}$ and $H_{w1,1_2,1}$, $H_{w2,1_2,1}$, respectively. In our examples, the values of the division ratios $w_{Hwi,j}$ of all sections $H_{wi\text{-}1,j_i,j}H_{wi,j_i,j}$ (for i = 1, 2 and j = 1) by the points $H_{wi,j}$ are equal to 0.5 to get the directrices planes close to normal to the base ellipsoid, so the above mentioned points $H_{w1,1}$, $H_{w2,1}$ are taken in the middle of the segments $H_{w0,1_1,1}H_{w1,1_1,1}$ and $H_{w1,1_2,1}H_{w2,1_2,1}$.

The tetrads of the points determine the planes $\zeta_{w1,1}$, $\zeta_{w2,1}$ intersected themselves in the edge $h_{1,1}$, Fig. 12. This way that is by means of such pairs of planes $\zeta_{wi,j}$, $\zeta_{wi+1,,j}$ the side edges of the created control structure have to be fixed.

The positions of points $H_{w1,1}$, $H_{w2,1}$ on the segments $H_{w0,1_1,1}H_{w1,1_1,1}$ and $H_{w1,1_2,1}H_{w2,1_2,1}$ can be optimized, so that the directions of the straight lines $h_{i,j}$ would be possible close to $n_{i,j}$ normal to the reference ellipsoid (1). The meaning of the indexes of the symbol $H_{wi\text{-}1,j_i,j}$ is as follows. The symbol w means that this element is associated with the arches w_j of σ, and i-1,j means that the point belongs to straight line $n_{i\text{-}1,j}$, and i,j means that this point takes part in determining the point $H_{wi,j}$.

Faces of the controlling structure is contained in the plane $\zeta_{wi,j}$ ($N_{i\text{-}1,j}$, $N_{i,j}$, $H_{wi,j}$). However, the line of the intersection of the pair of the adjacent planes $\zeta_{wi\text{-}1,j}$, $\zeta_{wi,j}$ (j = const) passing through the point $N_{i\text{-}1,j}$ is a side edge of the controlling structure.

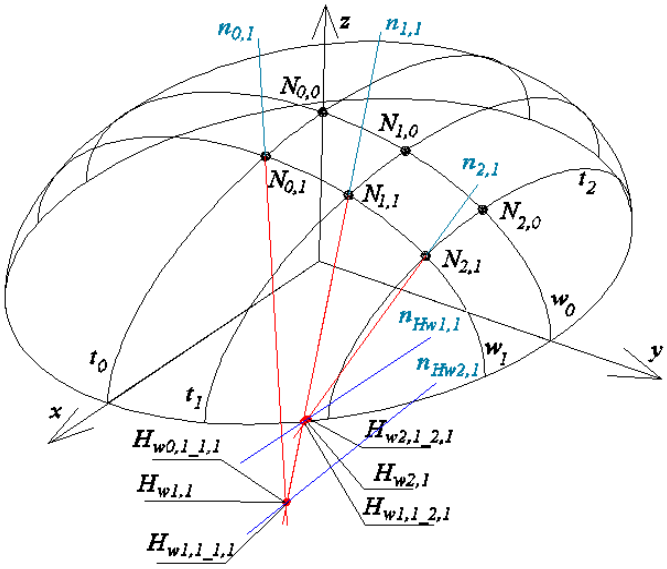


Fig. 10. Creation of the controlling structure planes of the first strip of an effective shell structure

Rys. 10. Tworzenie struktury sterującej pierwszego pasma efektywnej struktury powłokowej

The controlling composition Γ_j is the sum of inseparable triangles $\sum_{i=1}^{n} N_{i-1,j} N_{i,j} H_{wi,j}$.

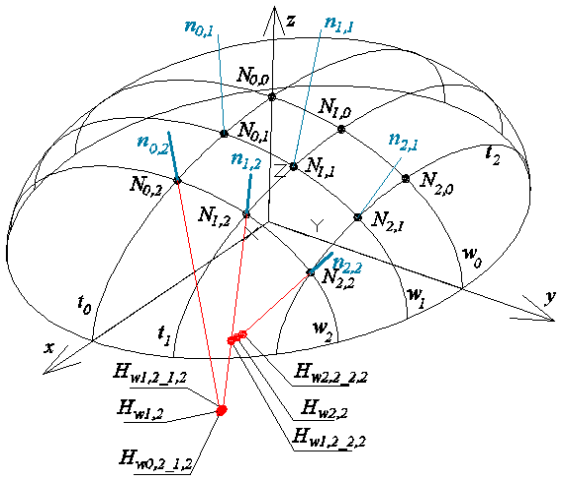


Fig. 11. The creation of the controlling structure of the second strip of an effective shell structure

Rys. 11. Tworzenie struktury sterującej drugiego pasma efektywnej struktury powłokowej

We should create all controlling compositions in the analogous way as Γ_1, Fig. 11. The coordinate of points $N_{i,j}$ are shown in Tab. 1.

Table 1. The coordinates of the chosen points $N_{i,j}$ on the base ellipsoid σ

Tabela 1. Współrzędne punktów $N_{i,j}$ wybranych na elipsoidzie bazowej σ

Point	x [mm]	y [mm]	z [mm]
$N_{0,0}$	0.00000	0.00000	11000
$N_{1,0}$	0.00000	6459.0	10267
$N_{2,0}$	0.00000	12515	7906.0
$N_{0,1}$	6487.0	0.00000	10590
$N_{0,2}$	12855	0.00000	9289.0
$N_{1,1}$	6487.0	6459.0	9828.0
$N_{2,1}$	6487.0	12515	7326.0
$N_{1,2}$	12855	6459.0	8409.0
$N_{2,2}$	12855	12515	5272.0

The controlling structure Γ of the strip shell structure is most often built from separated stripes Γ_j of triangles, see Figs. 10, 11.

Let us distinguish the points $H_{wi,j}$, $H_{wi,j_i,j}$ (for i = 0, 1, 2; j = 0, 1), Fig. 11, whose construction is presented below and coordinates were placed in Tab. 2.

Table 2. The coordinates of the points $N_{i,j}$ chosen on the reference ellipsoid σ

Tabela 2. Współrzędne punktów $N_{i,j}$ wybranych na elipsoidzie bazowej σ

Point	x [mm]	y [mm]	z [mm]
$H_{w0,1_1,1}$	3003.6	0.0	-16481.6
$H_{w1,1_1,1}$	2841.8	6.6	-16460.8
$H_{w1,1}$	2922.7	3.3	-16471.2
$H_{w1,1_2,1}$	3792.0	1688.3	-9608.6
$H_{w2,1_2,1}$	3346.1	1742.1	-9560.0
$H_{w2,1}$	3569.0	1715.2	-9584.3
$H_{w0,2_1,2}$	6062.6	0.0	-14076.1
$H_{w1,2_1,2}$	5670.8	41.6	-13962.1
$H_{w1,2}$	5866.7	20.8	-14019.1
$H_{w1,2_2,2}$	8187.2	2289.1	-6126.8
$H_{w2,2_2,2}$	7139.8	2622.9	-5886.2
$H_{w2,2}$	7663.5	2456.0	-6006.5

In the below example two consecutive normal straight lines $\{n_{i\text{-}1,j}, n_{i,j}\}$ arranged along the curves w_j are examined. In addition, the analogical pairs

of consecutive normal straight lines arranged along t_i will be considered to get segment shell structures but this issue goes beyond the scope of the paper.

Two pairs of the planes $\zeta_{w1,1}$, $\zeta_{w2,1}$ and $\zeta_{w1,2}$, $\zeta_{w2,2}$ intersect themselves in the edges $h_{1,1}$, $h_{1,2}$, Fig. 12. The planes $\zeta_{w1,1}$, $\zeta_{w1,2}$ intersect the plane (x, z) in the edges $h_{0,1}$, $h_{0,2}$. However, the planes $\zeta_{w2,1}$, $\zeta_{w2,2}$ intersect the plane of the ellipse t_2 in the edges $h_{2,1}$, $h_{2,2}$.

An edge model one of four symmetric pieces of a building object roofed with a stripe shell structure is presented in Fig. 13. The suitable sections of the edges $h_{1,1}$, $h_{0,2}$, $h_{2,0}$, $h_{1,2}$, $h_{2,2}$ of this model are the edges of the walls or the windows of the final object. The planes $\zeta_{wi,j}$ intersect the ellipsoid σ in curves being the new directrices different from the ellipses w_j. In our example, see Fig. 13, the directrices of each strip are composed of two symmetrical curves having one shared end making the disturbance of the smoothness of the strip model. In the case of our ellipsoid σ this disturbance is not very significant and we decided to put together four congruent parts to get the symmetric model of a stripe shell structure.

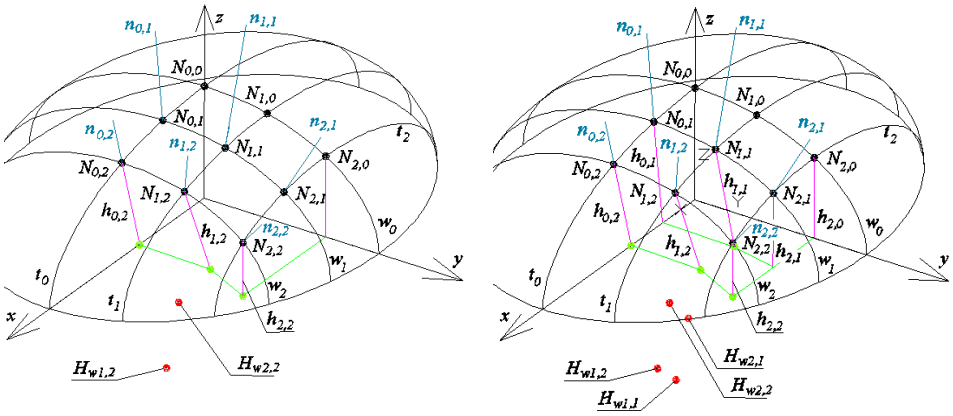


Fig. 12. Creation of the side edges of a controlling structure of an effective strip shell structure

Rys. 12. Tworzenie struktury sterującej efektywnej pasmowej struktury powłokowej

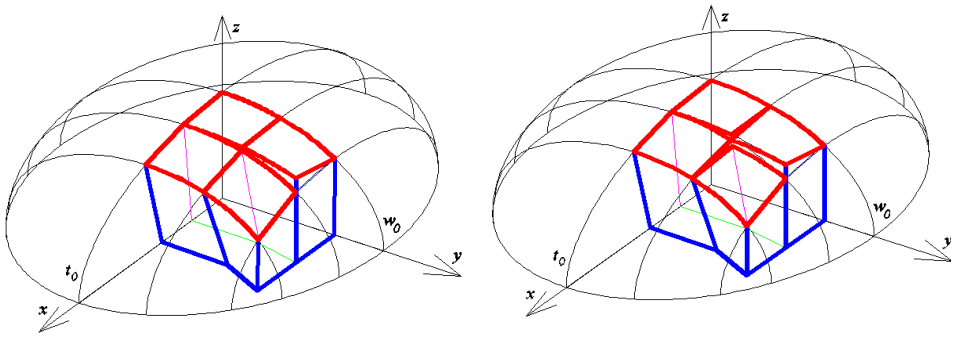


Fig. 13. Geometric forms of two shell structures created with the considered controlling structure

Rys. 13. Formy geometryczne dwóch struktur powłokowych zbudowanych za pomocą rozpatrywanej struktury sterującej

It is possible to substitute the elliptical directrices of the shell strips by arches or algebraic planar or spatial lines. Particularly, in this last case we get an easy way which lets us keep the smoothness along a whole strip as well as to obtain the directrices being close to the planes $\zeta_{wi,j}$.

Because the Reichhart's computer program calculating an arrangement of points of assembling the crosswise folds ends to the shell directrces requires accepting mathematic equations of these directrices, then the formulae describing the most general transformation of the planar freely located directrices from their coordinate systems into the local system [x, y, z] of ellipsoid σ is going to be presented below. The coordinates of any point of this line in its coordinate system are denoted by x_L, y_L, z_L, but its coordinates in the system [x, y, z] are denoted by x, y, z.

Let us accept that the directrix is a half of the ellipse being represented by

$$\begin{aligned} x_L &= b_{wj} \cdot \cos(\omega_j) \\ y_L &= yN_{0,j} \\ z_L &= c_{wj} \cdot \sin(\omega_j)\,, \end{aligned} \tag{5}$$

in its local system and we must transformed its equation system into the system [x, y, z], see Fig. 14. In general, this transformation requires executing the following five stiff motions of [x_L, y_L, z_L]:

a) the rotation O_{x1} of [x_L, y_L, z_L] into the position [x_1, y_1, z_1] around the axis x_L at the angle $\vec{\beta}_{x_1}$, where $\xi_L = (x_L,, z_L)$;

b) the translation T_{z2} of $[x_1, y_1, z_1]$ into the position $[x_2, y_2, z_2]$ by vector $\vec{w}_{z2}$ along the axis z_1;
c) the rotation O_{y3} of $[x_2, y_2, z_2]$ into the position $[x_3, y_3, z_3]$ around the axis y_2 by the angle $\vec{\beta}_{y3}$ which can be measured between ξ_{yz} and ξ_L, where $\xi_{y,z} = (y, z)$;
d) the rotation O_{x4} of $[x_3, y_3, z_3]$ into the position $[x_4, y_4, z_4]$ around the axis x_3 by the angle $\vec{\beta}_{x4}$;
e) the composition $T_{yz} = T_y T_z$ of two translations of $[x_4, y_4, z_4]$ into $[x, y, z]$ by the vector $\vec{w}_{yz} = \vec{w}_y + \vec{w}_z$ where the direction vectors are parallel to the axes y, z of $[x, y, z]$.

The rotation O_{x1} of $[x_L, y_L, z_L]$ into the position $[x_1, y_1, z_1]$ about the axis x_L at the angle $\vec{\beta}_{x1}$ is represented by

$$\begin{aligned} x_1 &= x_L \\ y_1 &= y_L \cdot \cos(\beta_{x1}) + z_L \cdot \sin(\beta_{x1}) \\ z_1 &= -y_L \cdot \sin(\beta_{x1}) + z_L \cdot \cos(\beta_{x1}) . \end{aligned} \tag{6}$$

The edge k_r of the intersection of the planes ξ_{yz} and ξ_L is parallel to the axis y_1.

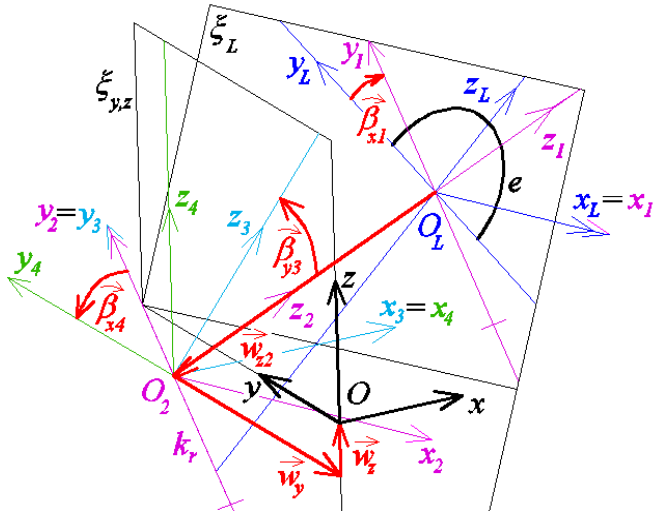


Fig. 14. The visualization of the transformation of the local coordinate system $[x_L, y_L, z_L]$ of the directrix e into the coordinate system $[x, y, z]$ being lain freely in the three-dimensional space

Rys. 14. Wizualizacja transformacji lokalnego układu współrzędnych $[x_L, y_L, z_L]$ kierownicy e do układu współrzędnych $[x, y, z]$ położonego dowolnie w trójwymiarowej przestrzeni

The translation T_{z2} of $[x_1, y_1, z_1]$ into the position $[x_2, y_2, z_2]$ by vector $\vec{w}_{z2}$ along the axis z_1 is represented by

$$\begin{aligned} x_2 &= x_1 \\ y_2 &= y_1 \\ z_2 &= z_1 - w_{z2}. \end{aligned} \tag{7}$$

The rotation O_{y3} of $[x_2, y_2, z_2]$ into the position $[x_3, y_3, z_3]$ around the axis y_2 by the angle $\vec{\beta}_{y3}$ is represented by

$$\begin{aligned} x_3 &= x_2 \cdot \cos(\beta_{y3}) + z_2 \cdot \sin(\beta_{y3}) \\ y_3 &= y_2 \\ z_3 &= -x_2 \cdot \sin(\beta_{y3}) + z_2 \cdot \cos(\beta_{y3}). \end{aligned} \tag{8}$$

The the rotation O_{x4} of $[x_3, y_3, z_3]$ into the position $[x_4, y_4, z_4]$ around the axis x_3 by the angle $\vec{\beta}_{x4}$ is represented by

$$\begin{aligned} x_4 &= x_3 \\ y_4 &= y_3 \cdot \cos(\beta_{x4}) + z_3 \cdot \sin(\beta_{x4}) \\ z_4 &= -y_3 \cdot \sin(\beta_{x4}) + z_3 \cdot \cos(\beta_{x4}). \end{aligned} \tag{9}$$

The composition $T_{yz} = T_y T_z$ of two translations of $[x_4, y_4, z_4]$ into $[x, y, z]$ by the vector $\vec{w}_{yz}$ whose component vectors $\vec{w}_y$, $\vec{w}_z$ are parallel to the axes y, z of $[x, y, z]$ is represented by

$$\begin{aligned} x &= x_4 \\ y &= y_4 - w_y \\ z &= z_4 - w_z. \end{aligned} \tag{10}$$

As the result of the composition of the above transformation formulae the following system of three equations was obtained as

$$\begin{aligned} x &= a_1 \cdot x_L + b_1 \cdot y_L + c_1 \cdot z_L + d_1 \\ y &= a_2 \cdot x_L + b_2 \cdot y_L + c_2 \cdot z_L + d_2 \\ z &= a_3 \cdot x_L + b_3 \cdot y_L + c_3 \cdot z_L + d_3, \end{aligned} \tag{11}$$

where:

$a_1 = \cos(\beta_{y3})$

$b_1 = -\sin(\beta_{x1}) \cdot \sin(\beta_{y3})$

$c_1 = \cos(\beta_{x1}) \cdot \sin(\beta_{y3})$

$d_1 = -\sin(\beta_{y3}) \cdot w_{z2}$

$a_2 = -\sin(\beta_{y3}) \cdot \sin(\beta_{x4})$

$b_2 = \cos(\beta_{x1}) \ \cos(\beta_{x4}) - \sin(\beta_{x1}) \cdot \cos(\beta_{y3}) \cdot \sin(\beta_{x4})$

$c_2 = \cos(\beta_{x1}) \cdot \cos(\beta_{y3}) \cdot \sin(\beta_{x4}) + \sin(\beta_{x1}) \cdot \cos(\beta_{x4})$

$d_2 = -\cos(\beta_{y3}) \cdot \sin(\beta_{x4}) \ w_{z2} - w_y$

$a_3 = -\sin(\beta_{y3}) \cdot \cos(\beta_{x4})$

$b_3 = -\cos(\beta_{x1}) \cdot \sin(\beta_{x4}) - \sin(\beta_{x1}) \cdot \cos(\beta_{y3}) \cdot \cos(\beta_{x4})$

$c_3 = \cos(\beta_{x1}) \ \cos(\beta_{y3}) \cdot \cos(\beta_{x4}) - \sin(\beta_{x1}) \cdot \sin(\beta_{x4})$

$d_3 = -\cos(\beta_{y3}) \cdot \cos(\beta_{x4}) \ w_{z2} - w_z.$

The equation system of the ellipse e in $[x, y, z]$ we can obtain as the result of replacing the coordinates x_L, y_L, z_L in (11) by the right sides of its mathematic formula (5).

In the case when there exists the plane of symmetry of the gable wall and this plane is (x, z) of $[x, y, z]$, which is also the plane of symmetry of the ellipse w_j, then the measures of the angle $\vec{\beta}_{x1}$ of O_{x1} and the vector $\vec{w}_{yz}$ of T_{yz} are equal to zero and the coefficients of the formula (12) are reduced and take the following representation

$$
\begin{aligned}
a_1 &= \cos(\beta_{y3}) \\
b_1 &= 0 \\
c_1 &= \sin(\beta_{y3}) \\
d_1 &= -\sin(\beta_{y3}) \ w_{z2} \\
a_2 &= -\sin(\beta_{y3}) \cdot \sin(\beta_{x4}) \\
b_2 &= \cos(\beta_{x4}) \\
c_2 &= \cos(\beta_{y3}) \cdot \sin(\beta_{x4}) \\
d_2 &= -\cos(\beta_{y3}) \cdot \sin(\beta_{x4}) \ w_{z2} \\
a_3 &= -\sin(\beta_{y3}) \cdot \cos(\beta_{x4}) \\
b_3 &= -\sin(\beta_{x4}) \\
c_3 &= \cos(\beta_{y3}) \cdot \cos(\beta_{x4}) \\
d_3 &= -\cos(\beta_{y3}) \cdot \cos(\beta_{x4}) \cdot w_{z2}.
\end{aligned}
\qquad (12)
$$

We can also rely on a matrix of cosines of inclination angles of each axis of the local coordinate system $[x_L, y_L, z_L]$ and each axis of the global coordinate

system [x, y, z] while transforming the coordinates of points and equations of directrices from [x_L, y_L, z_L] into [x, y, z].

4. Conclusions

The way enables us to arrange effectively the shell stripes of the free deformed flat folded sheets in the three-dimensional space in conformity with geometrical properties of a regular surface. There are used straight lines and planes normal to this base surface to obtain the surface areas of the strips close to the surface areas distinguished on the base surface – an effective arrangement of the strips. However, it requires accepting appropriate volumes of the overall dimensions of this base surface and the mutual positions of these areas in the directions of these normal straight lines and planes.

In spite of the deformation restrictions of the folded sheets referring to their space shapes close to ruled surfaces characterized by non-positive Gaussian curvature, the way makes possible to arrange the strips so that their general forms would be similar to geometrical surfaces of any sign of the Gaussian curvature. Many compound building shells can be shaped on the base of such created shell structures with various reference surfaces and effective control structures.

Great diversity of the stripe structures can be achieved by diversifying their controlling structure shapes and the mutual positions and curvatures of the stripe directrices contained in the planes of the controlling structures.

Diversified locations and shapes of the stripes as well as a division and mutual displacement of the directrices of the adjacent strips to get a discontinuous shell structure may increase the visual attractiveness of the whole building object. Therefore, the author hopes, there is a need of an integration of walls, windows and shell strips of roof in shapes and positions to obtain attractive and original, innovative compound shall forms and, next, architectural forms of buildings.

It is possible to obtain a further increase of the integration of the general form of the building object by dividing of the stripes into shell segments to get their effective arrangement toward a base surface but such an action requires a compound operative research process whose description goes beyond the paper scope.

References

[1] Abramczyk J.: Peculiar Properties of Ruled Surfaces Useful in Shaping Light Gauge Steel Shells, Beyond the Limits of Man, Proceedings of IASS 2013 Symposium, Wrocław, Poland. 2013, s. 1424-1432.

[2] Abramczyk J.: Free forms of light gauge steel shell structures. Lightweight Structures in Civil Engineering; Proc. XVIII Intern. Sem. of IASS Polish Chapter, MICRO-PUBLISHER-C-P Jan B. Obrębski, Warszawa, 2012, s. 48-53.

[3] Abramczyk J.: Multi-segment shell structures. *Lightweight Structures in Civil Engineering; Proc. XVIII Intern. Sem. of IASS Polish Chapter*, MICRO-PUBLISHER-C-P Jan B. Obrębski, Warszawa, 2012, s. 38-47.

[4] Abramczyk J.: Wpływ kształtu płaskich arkuszy i konstrukcji podpierających zakrzywione przekrycia z blach fałdowych na ich postać geometryczną, doctoral thesis, Rzeszów 2011.

[5] Abramczyk, J. 2014. Principles of geometrical shaping effective shell structures forms, JCEEA t. XXXI, z. 61, nr 1/2014: 48-53, Rzeszów 2014, pp. 5-21. DOI:10.7862/rb.2014.1.

[6] Anpiłogowa W. A., Dechtjar A. C.: Optimalizacja powierchnosti liniejciatych obołociek, PGiIG, Budiwielnik w. 21, Kiew, 1976, pp. 159-162.

[7] Adiłow O., Kowaljew C. H.: Modjelirowanije powierchnosttej c pomośćju setciatoj nomogrammy, PGiIG, Budiwielnik w. 20, Kiew, 1975, pp. 150-154.

[8] Bródka J., Garncarek R., Miłaczewski K.: Blachy fałdowe w budownictwie stalowym, Warszawa: Arkady, 1984.

[9] Davies J.M., Bryan E.R.: Manual of stressed skin diaphragm design, Granada, London 1982.

[10] Kornienko L. W.: Optimalnoje parketirowanie połogich transljacionnych obołociek po hektorym napered zadannym usłowijam, PGiIG, Budiwielnik w. 25, Kiew, 1978 pp. 57-59.

[11] Michajlenko W. E.: O geometii obołociek w żywoj prirode, Sbornik Prikładnaja geometrija i inżeniernaja grafika, Wyp. 12, „Budiwielnik", 1971.

[12] Obrębski J. B.: UNIDOM – Space Bar System. Lightweight Structures in Civil Engineering; Proc. XII Intern. Sem. of IASS Polish Chapter: 76-87, Warsaw, MICRO-PUBLISHER-C-P Jan B. Obrębski, 2006.

[13] Polański S.: Geometria wykreślna Tom 2, PWN, Warszawa 1976.

[14] Przewłocki S. (1982) "Geometria wykreślna w budownictwie", Arkady, Warszawa.

[15] Reichhart A.: Geometrical and structural shaping of shells made of profiled metal sheets (Monograph in Polish), Oficyna Wyd. Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2002.

[16] Reichhart A.: Powłokowe formy architektoniczne z blach fałdowych. Mat. Symp. Z cyklu Nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie: Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji, konstrukcje z blach fałdowych, konstrukcje cięgnowe, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej., Rzeszów 2000, s. 65-72.

[17] Trajdos T.: Matematyka dla inżynierów, WNT, Warszawa, Polska 1981.

[18] Wei-Wen Y.: Cold-Formed Steel Design, John Wiley & Sons. Inc., Canada 2000.

PEWIEN SPOSÓB GEOMETRYCZNEGO KSZTAŁTOWANIA EFEKTYWNYCH FORM STRUKTUR POWŁOKOWYCH

S t r e s z c z e n i e

Główną zawartość artykułu stanowi prezentacja sposobu rozmieszczania pojedynczych powłok wykonanych z przekształconych do postaci powłokowej płaskich arkuszy blachy fałdowej i rozmieszczanych w trójwymiarowej przestrzeni w celu uzyskania ogólnej postaci pewnej struktury zgodnej z właściwościami geometrycznymi pewnej, wstępnie zakładanej powierzchni geometrycznej zwanej powierzchnia bazową charakteryzującą się dowolnym znakiem krzywizny Gaussa. Sposób pozwala na uzyskanie: a) integracji kształtu i położenia elementów kształtowanego obiektu budowlanego: ścian, okien, dachu powłokowego przez zróżnicowanie ich nachylenia do kierunku pionowego i poziomu, b) efektywnej pracy konstrukcyjnej fałd powłoki w późniejszej fazie obciążeń użytkowych, c)efektywnego rozmieszczenia pasm powłokowych arkuszy względem powierzchni bazowej, d) efektywnego pokrycia powierzchni pasm powłokowych przekształconymi arkuszami fałdowymi. Cele te zostały osiągnięte za pomocą pomocniczych wielościennych utworów zwanych utworami sterującymi, których ściany i krawędzie przyjmują położenie zbliżone do położeń płaszczyzn i prostych normalnych do powierzchni bazowej, tak dokładnie jak to jest możliwe z uwzględnieniem przyjętej dokładności kształtowania. W kolejnym etapie są wyznaczane kierownice pasm w płaszczyznach struktury sterującej utworzonej przez powyższe pomocnicze utwory sterujące. Modele pasm tworzące geometryczną strukturę powłokową są wyznaczane na podstawie kierownic tak, żeby każdy model został zawarty w jednym utworze sterującym. Proponowany sposób może zostać łatwo rozszerzony na bardziej rozbudowane powłokowe struktury w tym struktury segmentowe, które również mogą charakteryzować się dużą integralnością dowolnej liczby elementów kształtowanego obiektu budowlanego.

Słowa kluczowe: struktury powłokowe, powłoki z blach fałdowych, deformacja wstępna arkuszy fałdowych

Przesłano do redakcji: 3.02.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.137

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 25-36

Edyta BŁYSKAL[1]
Lucjan ŚLĘCZKA[2]

PRZESTRZENNE MODELE OBLICZENIOWE RAMOWYCH HAL STALOWYCH

W ostatnich latach dokonała się zauważalna zmiana w dziedzinie analizy stalowych konstrukcji prętowych. Dotychczasowe podejście polegające na rozpatrywaniu płaskich fragmentów konstrukcji, wyodrębnionych z całego układu nośnego, jest obecnie zastępowane globalną analizą całego układu przestrzennego, z uwzględnianiem wzajemnej współpracy i interakcji elementów nośnych. Takie podejście obliczeniowe jest już szeroko stosowane przy projektowaniu hal stalowych i wynika z rozpowszechnienia pakietów oprogramowania bazujących na metodzie elementów skończonych i ciągłym wzroście mocy obliczeniowej komputerów. W przypadku analizy sprężystej otrzymywana w ten sposób ocena obliczeniowego wytężenia elementów może mieć nieco inny poziom niż w przypadku takiego samego układu nośnego, lecz analizowanego w klasyczny, redukcjonistyczny sposób. W pracy przedstawiono próbę jakościowej i ilościowej oceny zmian szacowanego wytężenia elementów nośnych hali stalowej poddanych odmiennym rodzajom analizy (analiza 2D i analiza 3D). Rozpatrzono obiekt o stalowej konstrukcji ramowej i rozważono zachowanie poszycia dachu, płatwi, ramy głównego układu nośnego i rygli ściennych. Podano różnice między dwoma przeprowadzonymi rodzajami analizy, przedyskutowano jakie czynniki wpływają na zróżnicowanie wyników oraz sformułowano wynikające stąd wnioski.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, hala jednonawowa, modele obliczeniowe, analiza 2D, analiza 3D.

1. Wprowadzenie

Klasyczna analiza układów nośnych hal stalowych jeszcze do niedawna polegała na rozpatrywaniu płaskich fragmentów konstrukcji, wyodrębnionych z całego układu nośnego hali, tj. osobno poszycia dachu, osobno płatwi oraz osobno konstrukcji wsporczej ścian i głównych układów poprzecznych. W takich obliczeniach pomijano wzajemną interakcję między elementami, a reakcje przekazywane z elementu podpieranego na element podpierający zastawiano często w sposób uproszczony.

[1] Autor do korespondencji/corresponding author: Edyta Błyskal, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, tel.: +48 17 8651629, e-mail: edytablyskal@prz.edu.pl
[2] Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, tel.: +48 17 8651631, e-mail:sleczka@prz.edu.pl

Podejście, w którym dokonuje się dekompozycji układu przestrzennego na płaskie układy nośne, było sankcjonowane przez długie lata i stanowiło podstawę inżynierskiego sposobu projektowania hal stalowych [1], [2], [3], [4]. Wynikało ono z dwu powodów. Pierwszym były ograniczone do niedawna możliwości obliczeniowe. Drugim była, i jest stosowana nadal, zasada redukcjonizmu, która polega na takim stanowisku metodologicznym, które przyjmuje, że wyjaśnianie i opis właściwości złożonego układu są możliwe i właściwe poprzez wyjaśnienie i opis zachowania poszczególnych jego części.

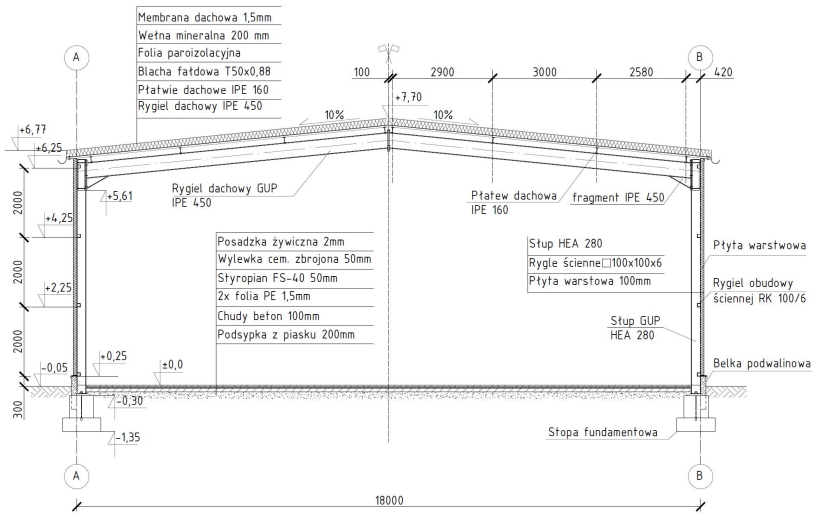
Współczesne pakiety do analizy konstrukcji, wykorzystujące metodę elementów skończonych, umożliwiają łatwe modelowanie całego układu przestrzennego hali, z uwzględnieniem wzajemnej współpracy elementów, istnienia mimośrodów czy węzłów podatnych. Przestrzenne modelowanie układów nośnych jest już dziś szeroko stosowane, lecz w przypadku analizy sprężystej otrzymywane wyniki różnią się od tych z klasycznych obliczeń. Dokonała się w ten sposób zauważalna zmiana w ocenie obliczeniowego wytężenia konstrukcji.

W przedstawionym referacie podjęto próbę jakościowej oceny zmian szacowanego wytężenia elementów nośnych hali stalowej, wynikających z tych dwu odmiennych podejść obliczeniowych. Poddano dyskusji stosowane w obu przypadkach modele obliczeniowe, a szczegółowe wyniki porównujące te dwie ścieżki analizy przedstawiono dla przypadku hali z głównym układem poprzecznym w postaci pełnościennej ramy portalowej.

2. Opis rozpatrywanej konstrukcji

Rozpatrywany obiekt jest jednonawową halą o konstrukcji stalowej, o wymiarach w rzucie 18,0 x 50,0 m, przeznaczoną na magazyn. Wysokość hali mierzona do kalenicy wynosi 7,70 m. Konstrukcja nośna hali składa się z dziewięciu płaskich ram portalowych stanowiących główne układy poprzeczne oraz dwu ram nośnych w ścianach szczytowych. Powtarzalne ramy głównego układu poprzecznego rozstawione są co 5 m i mają postać pełnościennej ramy portalowej, zamocowanej przegubowo w fundamentach ze sztywnym połączeniem rygla ze słupami. Słupy zaprojektowane są z kształtowników HEA 280, dwuspadowy rygiel zaś z kształtowników IPE 450. Połączenia słupa z ryglem, jak również styk kalenicowy rygla zaprojektowano jako węzły sztywne. Konstrukcję wsporczą obudowy stanowią ciągłe płatwie pełnościenne, wykonane z kształtownika IPE160, w rozstawie co 3m oraz rygle ściany podłużnej, swobodnie podparte o rozpiętości 5 m, zaprojektowane z rur kwadratowych □100x100x6.

Na obudowę dachu składa się membrana dachowa, izolacja termiczna z wełny mineralnej gr. 200 mm, folia paroizolacyjna i blacha trapezowa T50x0,88. Na obudowę ścian przyjęto płyty warstwowe grubości 100 mm, z wypełnieniem z pianki poliuretanowej, (rys. 1).



Rys. 1. Przekrój poprzeczny hali o nośnej konstrukcji ramowej

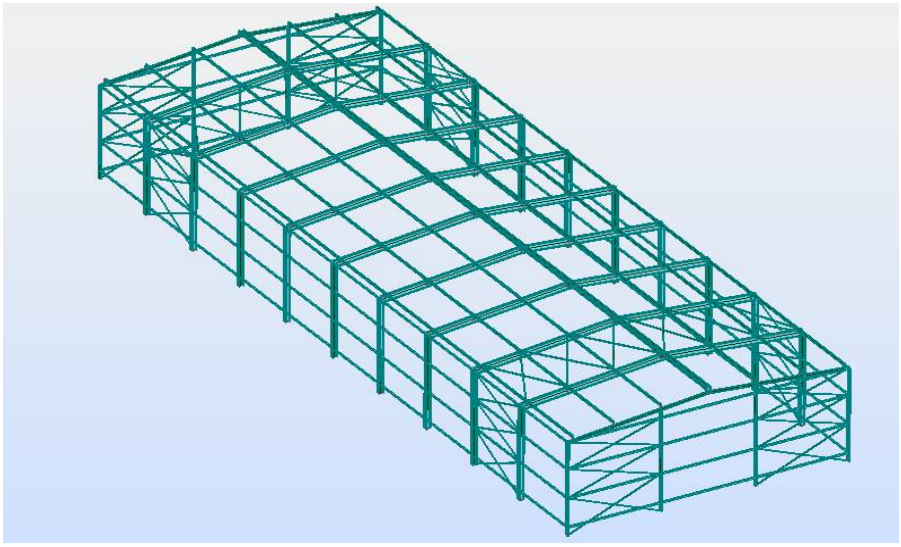
Fig. 1. Cross section of single storey industrial building with frame structure

Konstrukcję ściany szczytowej tworzy rama z czterema słupami, opartymi przegubowo w fundamencie, których wierzchołki łączy belka oczepowa. Rama ściany szczytowej posiada cztery poziomy ryli ściennych. Połączenia między słupami a belką oczepową oraz między ryglami ściennymi a słupami są przegubowe. Sztywność postaciową ramy ściany szczytowej zapewnia stężenie krzyżowe, (rys. 2).

Geometryczną niezmienność oraz sztywność konstrukcji, zarówno podczas montażu, jak i eksploatacji, zapewniają stężenia połaciowe poprzeczne i stężenia pionowe ścian podłużnych zaprojektowane w polach przyskrajnych oraz pionowe stężenie międzydźwigarowe umieszczone w płaszczyźnie podłużnej symetrii hali.

Obiekt nie posiada urządzeń transportu podpartego ani podwieszonego (suwnic). Przyjęto założenie o takim skonstruowaniu poszycia dachowego z blachy profilowanej, że uwzględniony będzie tarczowy wpływ poszycia na nośność i stateczność płatwi (klasa konstrukcyjna II według [5]).

Przyjęto lokalizację obiektu w Rzeszowie (strefa 3 obciążenia śniegiem oraz strefa 1 obciążenia wiatrem).



Rys. 2. Aksonometria konstrukcji nośnej rozpatrywanej hali

Fig. 2. Axonometric projection of load bearing structure

3. Stosowane modele obliczeniowe

3.1 Analiza płaskich elementów nośnych

Pierwszym podejściem obliczeniowym była dekompozycja układu przestrzennego do płaskich układów nośnych. Wydzielono główną konstrukcję nośną (ramy głównego układu poprzecznego i ramy nośne ścian szczytowych), konstrukcję wsporczą obudowy (płatwie i rygle ścienne), elementy obudowy hali (poszycie dachu i obudowę ścian) oraz stężenia. Każdy z tych układów rozpatrzono jako układ płaski, zbierając oddziaływania z pól o odpowiednich wymiarach.

3.2 Model przestrzenny

Model przestrzenny konstrukcji hali wykonany został w programie Autodesk Robot Structural Analysis, odwzorowując jej rzeczywiste wymiary i oddziaływania, (rys. 2).

Konstrukcję nośną zamodelowano jako ustrój przestrzenny. Występujące w konstrukcji połączenia przegubowe między niektórymi prętami uwzględniono za pomocą odpowiednich zwolnień. Wzięto pod uwagę mimośrodowe ustawienie prętów względem siebie, szczególnie w przypadku ułożenia płatwi na ryglu ramy. Stężenia kratowe modelowano jako pręty kratownicowe przejmujące wyłącznie siłę rozciągającą.

W obu rozpatrywanych podejściach obliczeniowych stosowano analizę sprężystą. W przypadku płaskiej ramy głównej i modelu przestrzennego była to analiza drugiego rzędu, z uwzględnieniem imperfekcji przechyłowej układu w płaszczyźnie ram GUP (zgodnie z kierunkiem działającego obciążenia wiatrem). Imperfekcje łukowe zostały pominięte [6], [7].

4. Uzyskane rezultaty

4.1 Poszycie dachu i obudowa ścian

W większości przypadków praktyki inżynierskiej nie przeprowadza się analizy poszycia dachu ani obudowy ścian polegającej na wyznaczaniu w nich sił wewnętrznych. Przy wyborze odpowiedniego arkusza blachy profilowanej czy płyty warstwowej korzysta się z tabelarycznych zestawień przedstawiających charakterystyczne i obliczeniowe nośności elementów obudowy. Wobec braku prowadzenia analizy takiego układu, nie istnieje różnica pomiędzy podejściem redukcjonistycznym (modelem 2D) a modelowaniem przestrzennym.

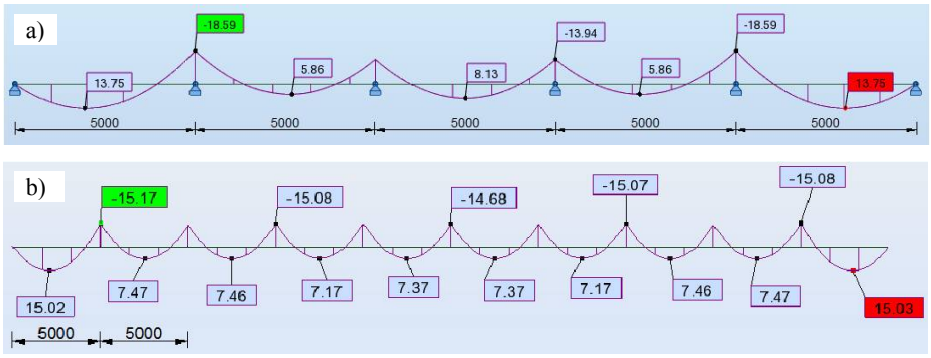
W modelowaniu przestrzennym za pomocą pakietów obliczeniowych częstym podejściem jest uwzględnienie obudowy jako tzw. okładzin. Są to powierzchnie umożliwiające dokonanie rozkładu obciążeń powierzchniowych, liniowych lub punktowych na prętach szkieletu konstrukcyjnego. Obiekty takie w wielu przypadkach ułatwiają generację przypadków obciążeń poprzez definicję rzeczywistych elementów konstrukcyjnych, takich jak ściany osłonowe i pokrycia dachowe.

4.2 Płatwie

W obu przypadkach (modelowaniu 2D i 3D) płatew miała schemat statyczny belki ciągłej, obciążonej siłami rozłożonymi. Modelowanie redukcjonistyczne pozwala rozpatrzeć belkę pięcioprzęsłową, model 3D uwzględnia wszystkie dziesięć przęseł. Decydujący o wymiarowaniu wykres momentów zginających otrzymany w tych dwu podejściach obliczeniowych pokazano na rys. 3. Otrzymano go dla kombinacji obliczeniowej obciążenia ciężarem własnym i obciążenia równomiernego od śniegu (1,15STA1+1,5SN1). W obu rozpatrywanych przypadkach wielkość i rozkład oddziaływań przyłożonych na płatew były takie same.

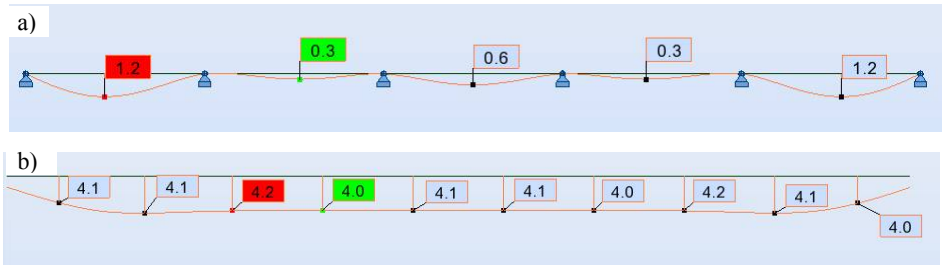
Deformacje płatwi pochodzące od takiej samej sytuacji obciążeniowej, lecz o wartościach charakterystycznych (1,0STA1+1,0SN1), pokazano na rys. 4.

Moment maksymalny (podporowy) otrzymany w modelu 2D jest większy o 22% w stosunku do modelu 3D, natomiast moment zginający przęsłowy (pierwsze przęsło) jest mniejszy o 8%. Wyraźna różnica w wartościach momentów zginających wynika z odmiennych sposobów podparcia płatwi zrealizowanych w poszczególnych obliczeniach.



Rys. 3. Momenty zginające M_y [kNm] w płatwi; a) model 2D, b) model 3D

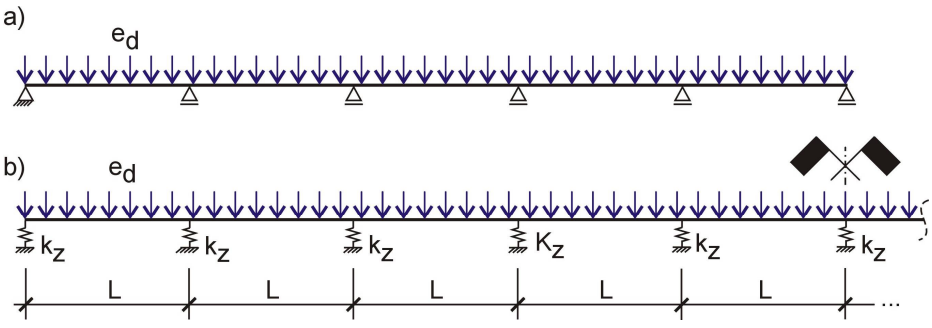
Fig. 3. Bending moment diagram M_y resulting from purlin analysis: a) 2D model, b) 3D model



Rys. 4. Deformacje pionowe płatwi [mm]; a) model 2D, b) model 3D

Fig. 4. Vertical deformation of purlin: a) 2D model, b) 3D model

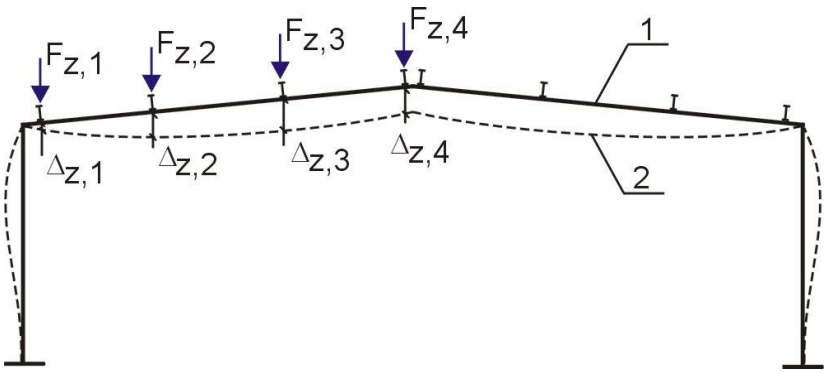
W modelu 2D przyjmuje się klasyczne podpory przegubowo nieprzesuwne w kierunku pionowym (rys. 3), natomiast w modelu 3D podparcie jest sprężyste, co wynika ze sztywności giętnej rygla dachowego jako elementu ramy głównego układu poprzecznego, (rys. 5).



Rys. 5. Schemat statyczny płatwi: a) model 2D, b) model 3D; k_z – sztywność podpór

Fig. 5. Static scheme of purlin: a) 2D model, b) 3D model; k_z – stiffness of supports

W rozpatrywanym przypadku rzeczywiste sztywności podparcia płatwi w kierunku pionowym wynoszą k_z = 0,15÷4,0 kN/mm w przypadku podpór pośrednich (oparcie płatwi na ramie głównego układu poprzecznego) oraz k_z=1,02÷31,9 kN/mm w przypadku podpór skrajnych (oparcie płatwi na ramie ściany szczytowej). Ich wartości oszacowano na podstawie reakcji podporowych płatwi i powstałego pod ich wpływem ugięcia rygla ram. Niezbędne oznaczenia i wyniki obliczeń sztywności podparcia płatwi uzyskane z modelu przestrzennego przedstawiono odpowiednio na rys. 6 i w tablicy 1.



Rys. 6. Warunki podparcia pionowego płatwi; 1- rama, 2- linia ugięcia od obciążeń pionowych
Fig. 6. Vertical support of purlin: 1- frame, 2- line of deflection from vertical load

W przypadku modelu płaskiego wykorzystanie nośności płatwi przy zginaniu z uwzględnieniem zwichrzenia wynosiło 76%, w przypadku zaś modelu obliczeniowego przestrzennego jedynie 62%. O wymiarowaniu całej grupy w obu przypadkach decydowało przęsło przyskrajne płatwi.

Ugięcia pionowe w modelu przestrzennym okazały się nieco większe niż w modelu płaskim (14 mm wobec 12 mm w przęśle skrajnym).

Zauważyć należy, że model przestrzenny wylicza również moment zginający płatew w płaszczyźnie połaci dachu (M_z), który w rzeczywistości nie występuje, ponieważ siły równoległe do płaszczyzny połaci dachu przejmowane są przez tarczę z blachy profilowanej. W sprawdzaniu nośności powinien on zostać pominięty. W przypadku niedostrzeżenia tego faktu wytężenie płatwi w modelu przestrzennym może zostać znacząco zawyżone. Niewielka siła podłużna pojawiająca się w płatwi w modelu 3D wynika z uwzględnienia stężeń połaciowych poprzecznych, ograniczających swobodę poziomego skrócenia płatwi.

Tablica 1. Sztywności podparcia pionowego płatwi w modelu przestrzennym
Table 1. Stiffness of vertical supports of purlin in 3D model

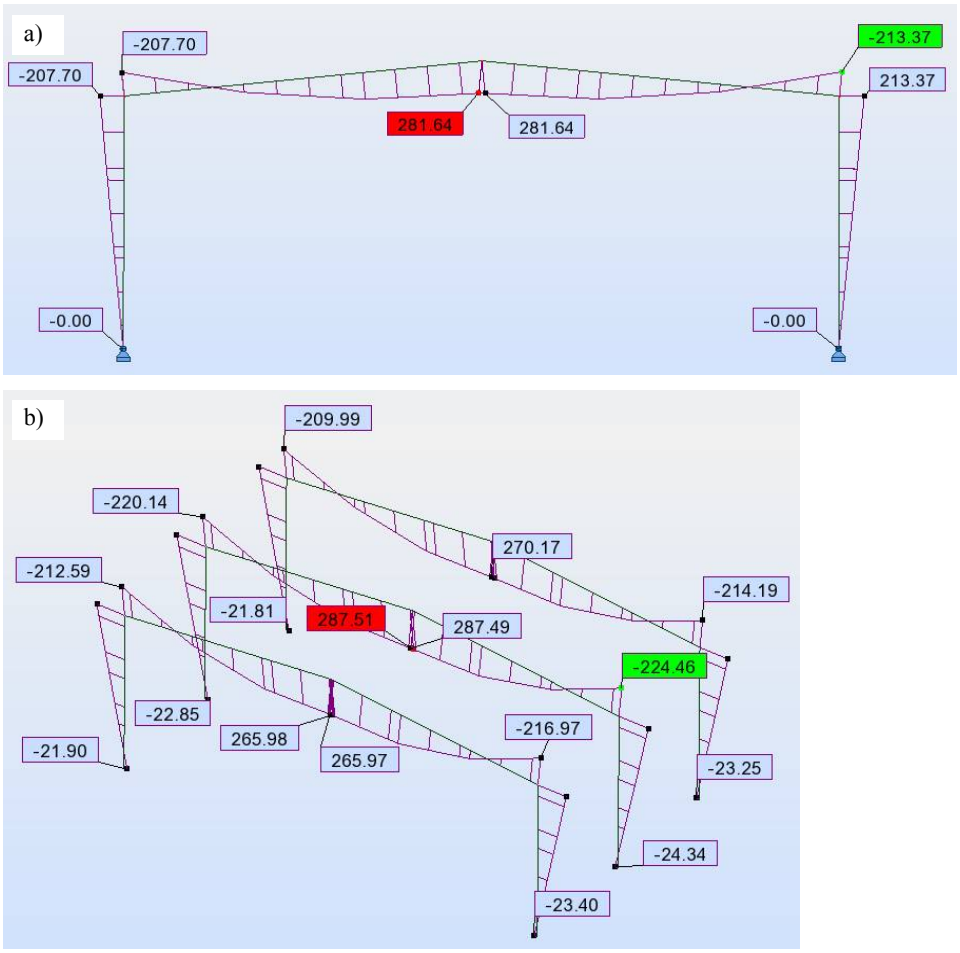
Sztywność	Ściana szczyto-wa	Rama skrajna głównego układu poprzecznego	Rama przyskrajna głównego układu poprzecznego
	[kN/mm]		
$k_{z1} = F_{z1}/\Delta_{z1}$	2,41	4,00	3,33
$k_{z2} = F_{z2}/\Delta_{z2}$	1,02	0,82	0,71
$k_{z3} = F_{z3}/\Delta_{z3}$	31,9	0,40	0,39
$k_{z4} = F_{z4}/\Delta_{z4}$	2,40	0,15	0,18

4.3 Rygle ściany podłużnej i szczytowej

W przypadku rygli ściany podłużnej i szczytowej nie ma istotnych różnic pomiędzy wynikami analizy prowadzonej modelami płaskimi a 3D. Wynika to z układu statycznego rygli, w postaci elementów swobodnie podpartych na słupach. Zaletą modelowania przestrzennego jest łatwość uwzględnienia sił ściskających w ryglach pochodzących od działania wiatru równoległego do osi podłużnej hali.

4.4 Rama głównego układu poprzecznego

Rozkłady momentów zginających w ramie głównego układu poprzecznego uzyskane w analizie modelu płaskiego i modelu 3D pokazano na rys 7. Zróżnicowanie w obliczonych wartościach momentów zginających związane jest z innymi oddziaływaniami pionowymi, pochodzącymi od reakcji płatwi, obciążającymi ramę. W analizie przestrzennej (3D) wartości tych oddziaływań są obliczane na podstawie bardziej zbliżonego do rzeczywistości schematu statycznego płatwi (por. rys. 5b). W analizie układu płaskiego oddziaływania zestawiane są przez projektanta, najczęściej przy założeniu fikcyjnego rozcięcia płatwi nad podporami i obliczaniu ich reakcji, jako elementów swobodnie podpartych.



Rys. 7. Momenty zginające M_y [kNm] w ramie; a) głównej w modelu 2D, b) trzech skrajnych w modelu 3D (opis w tekście)

Fig. 7. Bending moment diagram M_y resulting from main frame analysis: a) 2D model, b) 3D model (description in the text)

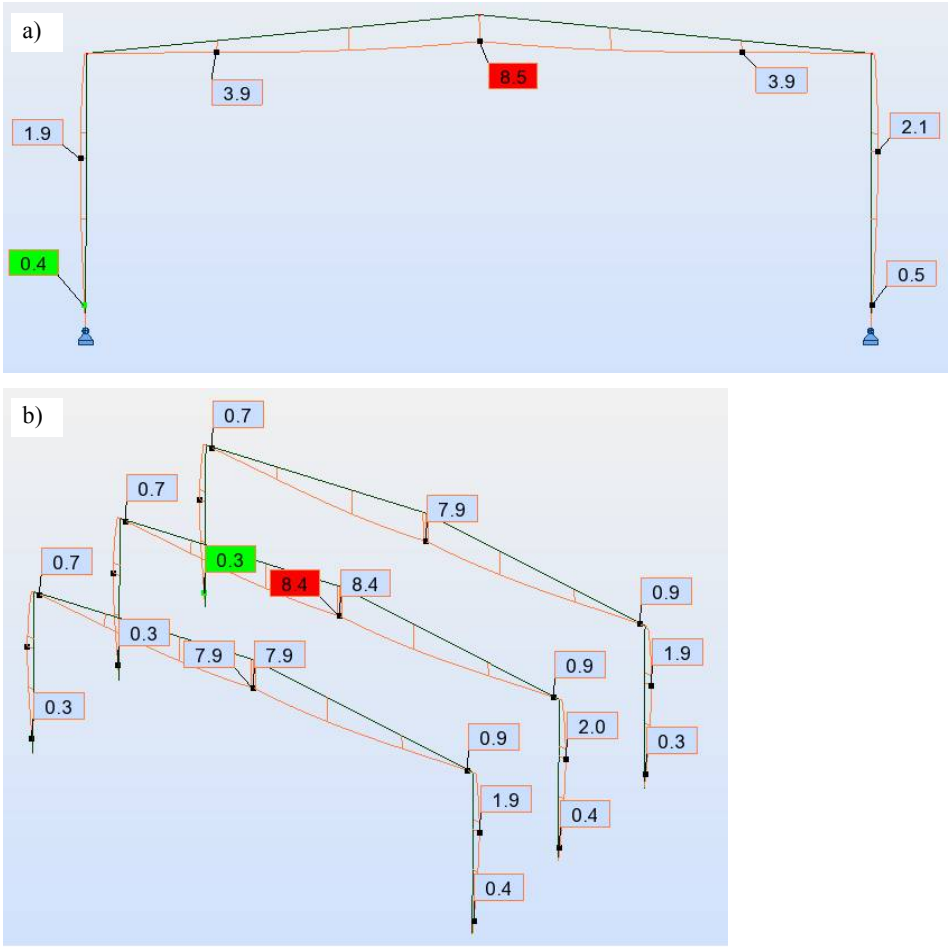
Tablica 2. Obciążenie ram głównych od ciężaru własnego dachu i śniegu

Table 2. Loading of main frames from weight of the roof and snow

Reakcje płatwi (por. rys. 6)	**Model płaski**	**Model przestrzenny**		
		Rama 1	**Rama 2**	**Rama 3**
	[kN]			
$F_{z,1}$	18,1	20,7	17,8	18,3
$F_{z,2}$	35,3	39,0	35,3	35,6
$F_{z,3}$	35,3	36,2	37,0	35,4
$F_{z,4}$	18,1	16,1	20,4	18,2

Występujące zróżnicowanie obciążeń przypadających na ramy przedstawiono w tablicy 2. Porównuje ona wartości oddziaływań przykładanych na ramę w analizie układu płaskiego z oddziaływaniami rzeczywiście przekazywanymi na trzy kolejne ramy głównych układów poprzecznych. Numery którymi opisane są poszczególne ramy w tablicy 2 pokazują ich usytuowanie liczone od strony ściany szczytowej w kierunku środka hali. Wartości podane w tablicy dotyczą obciążenia od obliczeniowych wartości ciężaru własnego dachu i działania śniegu (1,15STA1+1,5SN1). Zastosowana numeracji ($F_{z,1} \div F_{z,4}$) nawiązuje do położenia poszczególnych płatwi na ramie, (rys. 6).

Ugięcia ramy głównej odpowiadające kombinacji oddziaływań charakterystycznych (1,0STA1+1,0SN1), zilustrowano na rys. 8.



Rys. 8. Ugięcia pionowe ramy: a) głównej w modelu 2D, b) trzech skrajnych w modelu 3D

Fig. 8. Vertical deflection of main frame: a) 2D model, b) 3D model

W przypadku układu przestrzennego decydującą o wymiarowaniu jest druga rama głównego układu poprzecznego (trzeci układ licząc od ściany szczytowej w kierunku do wnętrza hali). Stopień wykorzystania nośności w przypadku analizy płaskiej i 3D jest niemal identyczny zarówno dla rygla ramy (0,83 w przypadku analizy 2D oraz w przypadku analizy 3D), jak i dla słupów (0,89 w przypadku analizy 2D oraz 0,90 w przypadku analizy 3D). Podobną zgodność wyników decydujących o stanie granicznym użytkowalności uzyskano także dla ugięć pionowych rygla ramy, (rys. 8).

4.5 Stężenia

Tężniki projektowane są na oddziaływania z uwzględnieniem modelu imperfekcyjnego [6], [7]. Niezależnie od typu przeprowadzanej analizy (płaskiej czy 3D) imperfekcje powinny zostać uwzględnione w postaci wstępnego wygięcia łukowego o odpowiedniej strzałce, bądź równoważnych zastępczych sił stabilizujących. Ich analiza i uwzględnienie są łatwiejsze przy obliczeniach wydzielonych z całej konstrukcji płaskich układów nośnych. W przedstawianej pracy nie wykonano obliczeń stężeń w układzie przestrzennym (3D) z uwzględnieniem normowych modeli imperfekcyjnych.

5. Podsumowanie

Projektowanie przy zastosowaniu analiz przestrzennych jest bliższe rzeczywistej odpowiedzi konstrukcji. W rozpatrywanym przypadku takie podejście może prowadzić do oszczędności w zużyciu stali, szczególnie przy projektowaniu płatwi. Projektowanie oparte na wydzielaniu płaskich układów nośnych okazało się w rozpatrywanym przypadku nieco bardziej konserwatywne, ale w wielu przypadkach może być bardziej efektywne.

Analiza trójwymiarowych modeli hal stalowych jest bez wątpienia bardzo użytecznym narzędziem, szczególnie w przypadku złożonych konstrukcji, które nie mogą łatwo zostać poddane dekompozycji na płaskie układy. Trójwymiarowy model obliczeniowy konstrukcji może także później zostać łatwo wykorzystany przez pakiety generujące rysunki konstrukcji.

Wadą analizy przestrzennej jest zwykle nadmiar informacji wynikających z obliczeń [8], co w wielu przypadkach może prowadzić do braku możliwości ich starannego sprawdzenia i bezrefleksyjnego ufania „obliczeniom komputerowym”. W wielu przypadkach warto obliczenia 3D skonfrontować choćby jakościowo z prostymi obliczeniami układów płaskich, aby zrozumieć istotne różnice między tymi dwoma typami analizy, co starano się zaprezentować w niniejszej pracy.

Literatura

[1] Bryl S.: Konstrukcje stalowe hal przemysłowych. Arkady 1958.
[2] Krzyśpiak T.: Konstrukcje stalowe hal. Arkady, Warszawa 1976.
[3] Biegus A.: Stalowe budynki halowe. Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 2006.
[4] Kucharczuk W., Labocha S.: Hale o konstrukcji stalowej. Poradnik projektanta. PWT, Rzeszów 2012.
[5] PN-EN 1993-1-3 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno. PKN, Warszawa 2008.
[6] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa, 2006.
[7] Giżejowski M.: Modele obliczeniowe i metody analizy. Materiały XXVII Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2012, s. 727-766.
[8] Brohn D., et al.: Modelling of steel structures for computer analysis. The Steel Construction Institute, Publication No P148, Ascot, 1995.

THREE DIMENSIONAL MODELLING OF STEEL FRAMED STRUCTURES

S u m m a r y

In recent years a noticeable change has been made in design of steel structures. Previous approach based on decomposition of 3D structure into the plane frame models used in analysis is now replaced by global analysis of the whole structure. Such analysis takes into account cooperation and interaction between elements of structure. Such approach is now widely used during design of single storey industrial buildings. It is result of spreading of software packages based on FE methods and continuous increase in computing power. In case of linear elastic analysis, output obtained from 3D calculations can have a little bit different level compared to classical approach based on decomposition of space structure into planar frames. The paper presents attempt of qualitative and quantitative assessment of single storey steel structure subjected to different types of analysis (2D and 3D analysis). The behaviour of cladding, purlins, the main frames, secondary beams and bracings was analyzed and the differences between the two types of analyses were given. The factors influencing the results were discussed and resulting conclusions were presented.

Keywords: Steel structures, design model, 2D modelling, 3D modelling.

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.138

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 37-61

Jan BRÓDKA [1]
Miroslaw BRONIEWICZ [2]

DESIGN OF TRUSSES MADE OF CHANNEL SECTIONS ACCORDING TO EUROCODE RULES

This paper presents research activity related to design of trusses made of channel sections according to Eurocodes. Roof trusses made of hot rolled channel sections are designed primarily for medium spans and relatively small loads. On the basis a method is proposed for the design of welds in K and N truss connections by using a method of effective lengths. Such welded joints should be design on the basis of the axial force in bracing. The layouts of the welds and the procedure for calculating the lengths of the weld are also proposed. In the case of intermediate joints of the top chord the shape of the joint with an insert made of channel used to fix braces to obtain their connection with sufficient resistance is suggested. A solution of support joints suitable for the direct arrangement of fillet welds connecting the top chord and first brace with the stubs made of square or rectangular hollow sections is also presented. Described methods enable to design of welded connections of trusses made of channel sections. These recommendations are valid for fillet or groove welded joints subjected to predominantly static loading.

Keywords: steel structures, K and N trusses joints, lengths of welds, resistance of members

1. Introduction

Roof trusses, made of hot rolled channel sections have many advantages compared to the same trusses made of angles or hollow sections. These advantages are:

a) The members of trusses are uniform as are the hollow sections, and they do not require connecting using lacings.
b) The connection of braces with the bottom chord does not require the use of gusset plates because the braces are connected directly to the side walls of the chord. In some design situations, in the case of the top chord,

[1] Jan Bródka, Bialystok University of Technology, jan.brodka@gmail.com
[2] Author for correspondence: Mirosław Broniewicz, Bialystok University of Technology, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok, tel. tel. 797995932, e mail: mrbron@gmail.com.

especially when loaded by significant internal loads, the use of stiffening ribs made of plates or channels is necessary.

c) Modern polish steel construction factories are normally equipped with devices for cutting hot rolled open sections, allowing one to keep the angles and the length of the cut surfaces of the components as required by EN 1090-2 [12], but there is a lack of specialized devices for shaping the ends of hollow sections.
d) The connections of braces with chords are often made using fillet welds, and the simple shapes of joints greatly facilitate the performance of welds that are comparable to joints made of angles. The inclination of braces should not be less than 30°. In a few cases, it is necessary to use short butt welds.
e) The resistance of fillet welds is as great as that of butt welds, and ease of preparation of members for welding and the execution of fillet welds is much less onerous than in the case of butt welds.
f) As presented in paragraphs a) to e), preferred features result in a less laborious process to prepare the components of the trusses as compared to trusses, which are designed with angles. There is no need for cutting gusset plates and welding the chords in a U-shape or joining braces made of angles with lacings.
g) The price of hot rolled channel sections is significantly less than the price of hollow sections and is comparable with the cost of angles. The consumption of steel in a truss made of channel sections is, of course, greater than in the case of hollow sections and angles. However, the execution of the whole truss is at a much lower labour cost. This leads to more cost-effective production [8].

The question arises as to why Polish designers so seldom use hot rolled channel sections in design, preferring lattice elements made of angles. The answer is as follows:

1. In universities, Polish engineers are seldom trained using a modern approach to design and do not taking into account the cost of construction. The long-known solution of trusses made of angles is preferred as they do not require more specialized knowledge as is the case with hollow sections, which, in Europe and in many other countries of the world, dominate roofing design.
2. Young engineers in their practice are dominated by the older generation of designers who are reluctant to introduce new solutions, usually because they require more work during the assessment of the capacity of the joints and their connections. Investors would like to have documentation quickly and at a low price, so the design studios are forced to use previously learned solutions.
3. The design guides have no indication regarding how to design and calculate trusses made of hot rolled channel sections, as, for example, noted

in [9, 10, 11, 17, 18, 19]. In a useful book [2], there is also no information regarding such joints. But the authors of this article are not without fault (see [6, 7]).

4. The reason is that the joints of constructions made of hot rolled channel sections are mostly semi-rigid when they are designed according to the traditional approach. Designers, aware of this phenomenon, are afraid of using use them with the exception of closed sections obtained by welding two channel sections (see [4]).
5. In EN 1993-1-8 [14], information on joints made of channel sections are referred to only in the case in which chords are made of channels and braces are made of hollow sections. Recommendations to assess the resistance of such joints are, however, incomplete. A structurer in his professional career is forced to analyse a number of principles and rules, placed in different parts of Eurocode 3; however, some important issues are omitted or included in only a partial manner in the code.
6. Employees of Polish companies engaged in steel structures are more efficient than are most designers as domestic and foreign competition encourages them to use new technologies and approaches to the analysis of costs. But they are likely to use long-recognized design solutions, those with a higher consumption of material and which require more labour, because wages are still lower than in countries abroad, and conservation does not always lead to a reduction in the price of products.

The issues concerning the design of roof constructions made of hot rolled channel sections are largely related issues that are important in assessing the resistance of hollow structures. The author's proposals presented in this article use knowledge about the design and calculation of such elements [5, 6, 7], especially in terms of their joints.

2. General principles of design

Roof trusses are made of steel grades as indicated in EN 10025 [16], chosen according to recommendations presented in EN 1993-1-10 [15]. Their members are designed according to EN 1993-1-1 [13] and their joints according to EN 1993-1-8 [14]. The designer should be aware that the principles and rules included in Eurocodes [13], [14] and [15], due to the admissibility of the simplifications adopted there, can be used only when the elements comply with the technical requirements of EN 1090-2 [12]. This basic principle of the reliability and safety of steel building structures is poorly emphasized in design standards. The designer should demand from the contractor that these requirements are strictly complied with as unacceptable deviations of structure assembling will decrease the resistance of the elements and their connections during the use of a building.

Simple in shape tension connections, carrying the internal forces of truss members are more sensitive to failure to meet the technical requirements of EN 1090-2 [12] than are lap joints. These are generally semi-rigid joints, and wall deformation can be limited by designing a variety of stiffeners, but such treatments reduce the benefits of using channel sections, as mentioned in the beginning of this article. The effect of rigidity is considered during the calculation of the resistance of joints.

Roof trusses made of hot rolled channel sections are designed primarily for medium spans and relatively small loads due to the range of products manufactured in the country [3] as well as abroad [1]. Their scheme in static calculations can be considered as a system of members with pinned connections because the rigidity of channels in the plane of the truss is small, which means that there is no need to assess the chords as continuous members with attached brace members.

The layout of members in a truss suitable for welding is shown in Fig. 1.

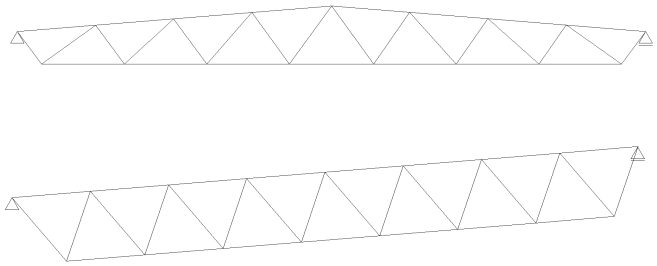


Fig. 1. Trusses suitable for welding

Rys. 1 Kratownice przeznaczone do spawania

The K-type joints should be designed in such way that the angles between the chords and the brace members are at least 30°. Then, access to the arrangement of the weld between the walls of the adjacent members is not too difficult. A sufficiently easy access also affects the distribution of channel sections applied on braces. The channels should not overlap each other, and trays should not allow the accumulation of dust and moisture. The formation of such disadvantages in K-type joints is prevented by designing the brace axis eccentrically to the axis of the chord.

Sections should be placed on the top of the web upward as both lower chords, which make it easy to design joints, and as top chords, which prevent the formation of elongated trays. Examples of the proper arrangement of braces are shown in Fig. 2 for the top and lower chords. In the latter design situation, it is necessary to include additional inserts. Designing a joint with large eccentricity results in a low resistance of the joint and requires increased cross-sections.

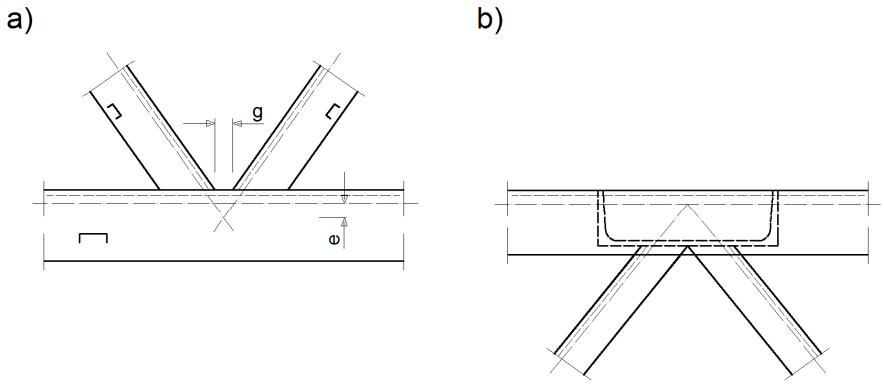


Fig. 2. Proper arrangement of braces in joints: a) the joint of a bottom chord, b) the joint of a top chord

Rys. 2 Właściwe ustawienie krzyżulców w węźle: a) węzeł pasa dolnego, b) węzeł pasa górnego

In the case of support joints, it is recommended to design the vertical post from hollow sections or a channel reinforced by the ribs. Other arrangements of braces, as indicated in Fig. 2, cause eccentricities that are too large in terms of their connection to the bottom chord and top joints that are too flexible, resulting in a need to design the ribs and inconvenient welding.

The gap between the braces in the bottom chord or between the brace and the web of the top chord should allow for the easy setting of fillet welds. Examples of determining the minimum gap are shown in Fig. 3. Dimension *g* according to EN1993-1-8 [14] is at least $t_1 + t_2$, where t is the thickness of the braces.

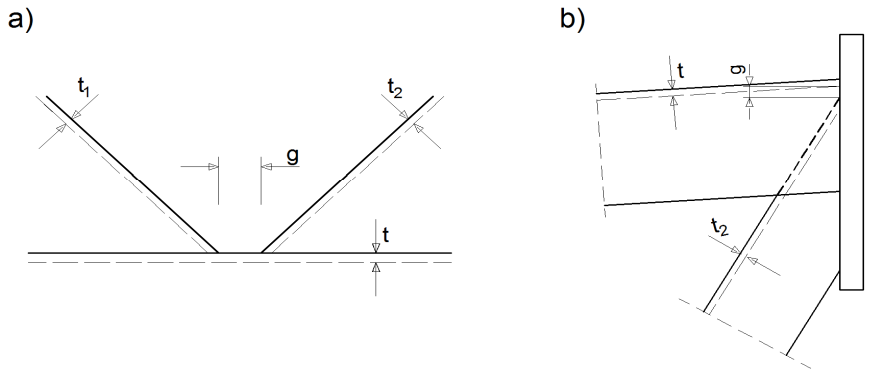


Fig. 3. Gaps between the braces: a) the bottom chord, b) the splice joint

Rys. 3 Odstęp między krzyżulcami: a) w pasie dolnym, b) w styku wiązara

The paper does not discuss the assessment of the resistance of truss members as this is commonly known and conducted according to the principles and rules contained in EN 1993-1-1 [13] concerning the tension and compression of members when taking into consideration the possibility of buckling and bending. The hot rolled channels specified in steel shapes databases [1] and [3] are generally not prone to lateral torsional buckling or local buckling and distortion of the walls of the joint since such large local loads do not occur in average span trusses.

Designed eccentrics should be considered during assessing tension or compression design resistance. A method of evaluating the bending moments, which arise in the chord when the axes of the braces do not intersect at one point with the axis of the chord is given in design books [6, 7], assuming that such members have simple connections.

3. The joints of the bottom chord

3.1. The resistance of the connection

Fig. 4 shows the shape of the joint loaded by longitudinal force K_i and dimensions of the components of braces and welds. A layout of the designed cross sections of the welds is shown in Fig. 5. The welds are loaded with components of the forces parallel to the chord $K_j\cos\theta_j$ and perpendicular to the chord $K_j\sin\theta_j$, where θ_j is the angle of inclination of the axis of the ace to the axis of the chord.

In the case of the second brace in the joint (Fig. 2), with the angle of inclination to the chord θ_i, which is loaded by the longitudinal force K_i, the design procedure is as follows. The stresses should be assessed similarly, but their values are considered at a new load and with changing the load mark from compression to tension.

To simplify the procedure further and to evaluate the stresses in the individual lengths of the fillet welds, their symbols and lengths are determined in the case when the gap between the webs is not less than $t_1 + t_2$ (where t_1 and t_2 are the thicknesses of webs), but the individual lengths of the welds should not exceed the values:

$$l_1 = h_j / \sin\theta_j;\ \ l_2 = l_1 - \left(t_{wj} + r_{jj}\right),\ \ l_3 = b_j;\ \ l_4 = l_3 - 2\left(t_{fj} + r_{jj}\right), \tag{1}$$

where: b_j – the height of the chord channel,
h_j – the width of the chord channel,
t_{fj} – the web thickness of the brace,
t_{wj} – the flange thickness of the brace,
r_{jj} – the radius between the web and the flange of the brace,
θ_j – the angle of brace in relationship to the chord.

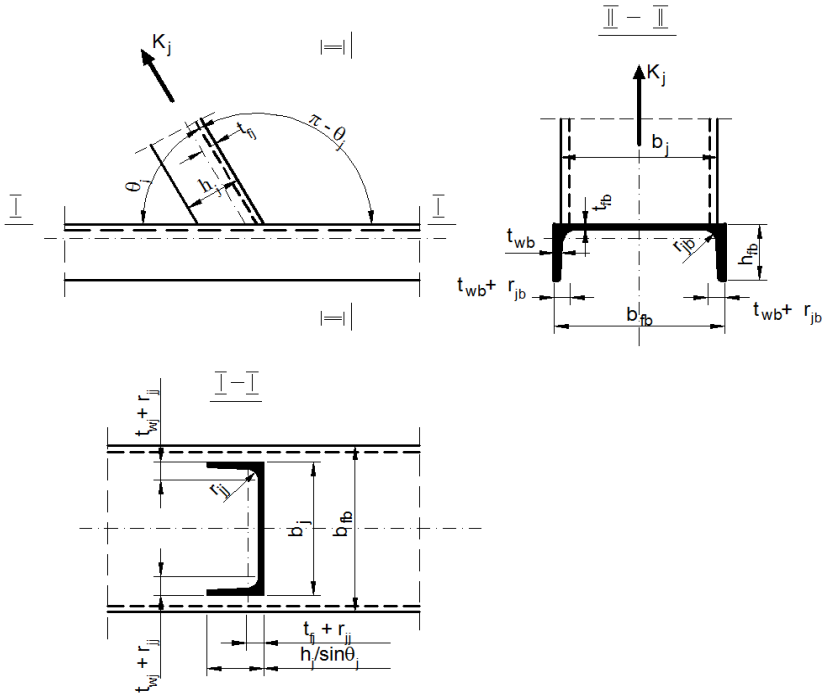


Fig. 4. Joint made of channel sections

Rys. 4 Węzeł wykonany z kształtowników ceowych

Fig. 5 shows the components P_1' to P_4' transmitted through the individual lengths of the welds in terms of the force parallel to the chord $K_j\cos\theta_j$. In the same figure, dots on the lengths of welds show the points of applying forces P_1'' to P_4'' of the component perpendicular to the chord $K_j\sin\theta_j$.

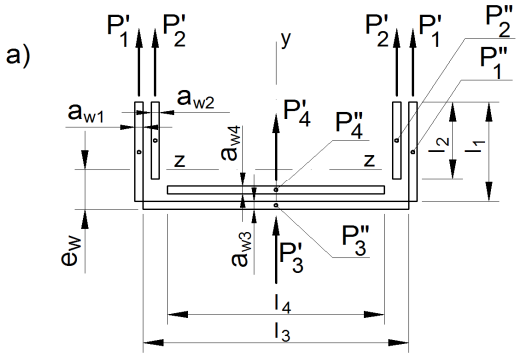


Fig. 5. Layout of welds

Rys. 5 Układ spoin

In the case of pinned connections of the braces with the chord, these forces are determined as follows:

$$A_1 = l_1 a_{w1}; \quad A_2 = l_2 a_{w2}; \quad A_3 = l_3 a_{w3}; \quad A_4 = l_4 a_{w4}; \tag{2}$$

$$\sum A = 2(A_1 + A_2) + A_3 + A_4 , \tag{3}$$

$$\begin{aligned} P_1^{'} &= A_1 K_j \cos\theta_j / \sum A, \quad P_2^{'} = A_2 K_j \cos\theta_j / \sum A, \\ P_3^{'} &= A_3 K_j \cos\theta_j / \sum A, \quad P_4^{'} = A_4 K_j \cos\theta_j / \sum A. \end{aligned} \tag{4}$$

The individual thicknesses of the welds should be so set that the sum of the resistances of welds l_1 and l_2 or l_3 and l_4 is not larger than the resistance of suitable walls.

The distribution of the force perpendicular to chord $K_j \sin\theta_j$ between each length of the welds is done by equation (4), replacing the function $\cos\theta_j$ by $\sin\theta_j$.

The centre of gravity of the welds does not coincide with the centre of gravity of a section of the brace. The formed eccentricity creates a bending moment derived from the component $K_j \sin\theta_j$. It is determined as follows:

$$e = e_w - e_k / \sin\theta_j , \tag{5}$$

where: e_w – the distance of the centre of gravity of the welds from the outer edge of the web of the brace,

e_k – the distance of the centre of gravity of the brace from the outer edge of the web of the brace.

This moment causes stresses σ_M on edges of the welds that act as force P_1" to P_4". The values of these stresses are determined in accordance with the principles of structural mechanics according to the relationship:

$$\sigma_M = M_k \cdot z / I_{zw} , \tag{6}$$

in which: $M_k = eK_j \sin\theta_j$,

z – the distance of the extreme fibre of the analysed length of the weld from the neutral axis,

I_{zw} – the moment of inertia of the layout of all lengths of welds from the neutral axis.

Fig. 6 shows cross-sections of welds l_1 and l_2. The stresses in the cross-section of weld l_1 are:

- the load parallel to the chord $K_j \cos\theta_j$ (Fig. 6a):

$$\sigma^{'} = 0, \quad \sigma_{\perp}^{'} = \tau_{\perp}^{'} = 0 , \quad \tau_{\parallel}^{'} = P_1^{'} / A_1 , \tag{7a}$$

- the load perpendicular to the chord $K_j \sin\theta_j$ and bending moment (Fig. 6b):

$$\sigma^{"} = P_1^{"} / A_1 + \sigma_{M1} , \quad \sigma_{\perp}^{"} = \tau_{\perp}^{"} = \pm\sigma^{"} / \sqrt{2} , \quad \tau_{\parallel}^{"} = 0 . \tag{7b}$$

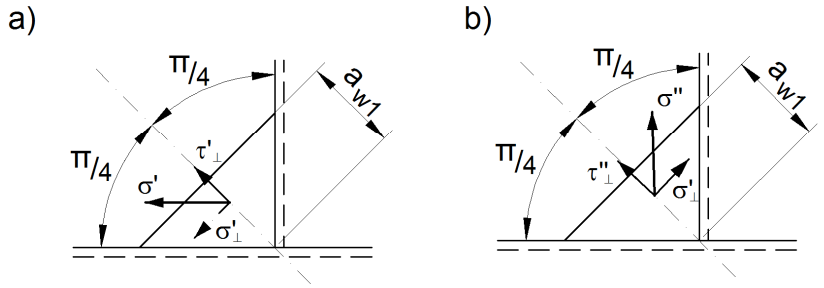


Fig. 6. Stresses in the cross-section of welds l_1 and l_2

Rys. 6 Naprężenia w przekroju poprzecznym spoin l_1 i l_2

The stresses in the design section of weld l_2 are calculated by equation (7) (Fig. 6a) changing P_1'' to P_2'', A_1 to A_2 and taking into account σ_{M2}.

Fig. 7 shows cross-sections of welds l_3 and l_4. The stresses in the cross-section of weld l_3 are:

- the load parallel to the chord (Fig. 7a):

$$\sigma' = P_3'/A_3,\ \sigma_\perp' = -\sigma' \cos(\theta_j/2),\ \tau_\perp' = -\sigma' \sin(\theta_j/2),\ \tau_\parallel' = 0. \qquad (8a)$$

- the load perpendicular to the chord and bending moment (Fig. 7b):

$$\sigma'' = P_3''/A_3 + \sigma_{M3},\ \sigma_\perp'' = -\sigma'' \sin(\theta_j/2).\ \tau_\perp'' = \sigma'' \cos(\theta_j/2),\ \tau_\parallel'' = 0. \qquad (8b)$$

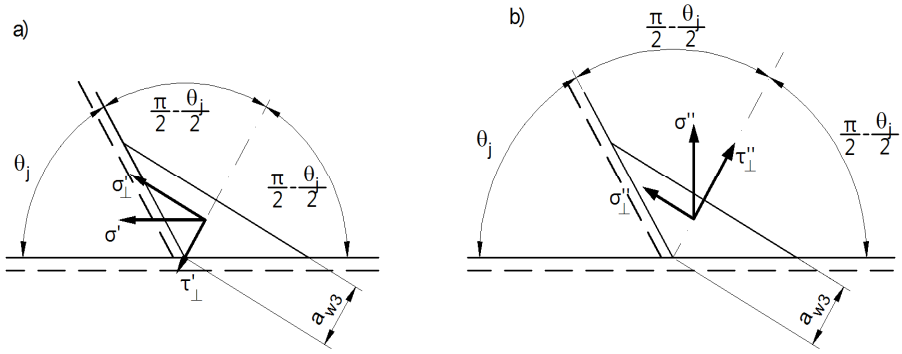


Fig. 7. Stresses in the cross-section of weld l_3 and l_4

Rys. 7 Naprężenia w przekroju poprzecznym spoin l_3 i l_4

Fig. 8 shows the cross-section of weld l_4. The stresses in the weld are:
- the load parallel to the chord (Fig. 8a):

$$\sigma^{'} = P_4^{'}/A_4\,,\ \ \sigma_{\perp}^{'} = -\sigma^{'}\sin\left(\theta_j/2\right),\ \ \tau_{\perp}^{'} = -\sigma^{'}\cos\left(\theta_j/2\right),\ \ \tau_{\parallel}^{'} = 0\,. \tag{9a}$$

- the load perpendicular to the chord (Fig. 8b):

$$\sigma^{"} = P_4^{"}/A_4 + \sigma_{M4}\,,\ \ \sigma_{\perp}^{"} = \sigma^{"}\cos\left(\theta_j/2\right),\ \ \tau_{\perp}^{"} = -\sigma^{"}\sin\left(\theta_j/2\right),\ \ \tau_{\parallel}^{"} = 0\,. \tag{9b}$$

To check the resistance of the joint components of the stresses, the individual lengths of welds should be added together:

$$\sigma_{\perp} = \sigma_{\perp}^{'} + \sigma_{\perp}^{"},\quad \tau_{\perp} = \tau_{\perp}^{'} + \tau_{\perp}^{"},\quad \tau_{\parallel} = \tau_{\parallel}^{'} + \tau_{\parallel}^{"}\,. \tag{10}$$

Then, apply the directional method according to EN 1993-1-8 [14].

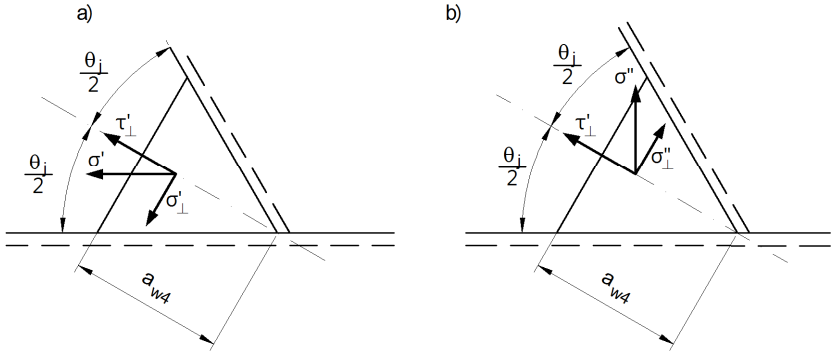


Fig. 8. Stresses in the cross-section of weld l_4

Rys. 8 Naprężenia w przekroju poprzecznym spoiny l_4

The greatest stress in one of the concerned sections of the welds indicates the resistance of the joint.

In the connection of the brace with the bottom chord shown in Fig. 2a), the weld l_3 is making contact with adjacent walls at an angle $\theta_j > 120^{o}$.

In EN 1993-1-8 [14], checking the resistance of such a weld is in accordance with the Annex to PN-EN 1090-2 [12]. Customarily, during fabrication, the conversion of such a fillet weld to a butt or groove weld is done, but, in calculation, such a weld is treated as a fillet weld. In Fig. 9, such a fillet weld is shown with the thickness $a_{w3} = t_{wj} \le t_{wb}$ (t_{wb} – the thickness of the chord web). With this arrangement, weld l_4 does not occur at all because, in that place,

welding of the groove weld only is done, and, in formula (2), the calculated thickness is taken as $a_{w4} = 0$.

The stresses in the cross-section of groove weld l_3 (Fig. 9) are:

- the load parallel to the chord:

$$\sigma^{'} = P_3^{'}/A_3\,,\ \ \sigma_{\perp}^{'} = -\sigma^{'}\sin(\pi/6) = -0{,}5\sigma^{'}\,,$$
$$\tau_{\perp}^{'} = -\sigma^{'}\cos(\pi/6) = -0{,}866\sigma^{'}\,,\ \tau_{\parallel}^{'} = 0\,. \tag{11a}$$

- the load perpendicular to the chord:

$$\sigma^{''} = P_3^{''}/A_3 + \sigma_{M3}\,,\ \sigma_{\perp}^{''} = -\sigma^{''}\cos(\pi/6) = -0{,}866\sigma^{''}\,,$$
$$\tau_{\perp}^{''} = \sigma^{''}\sin(\pi/6) = 0{,}5\sigma^{''}\,,\ \ \tau_{\parallel}^{''} = 0\,. \tag{11b}$$

When calculating the stress components, the eccentricity $t_{fj}/6$ between the axial application of force K_j and $\sigma_{\perp}$ as the small value are omitted.

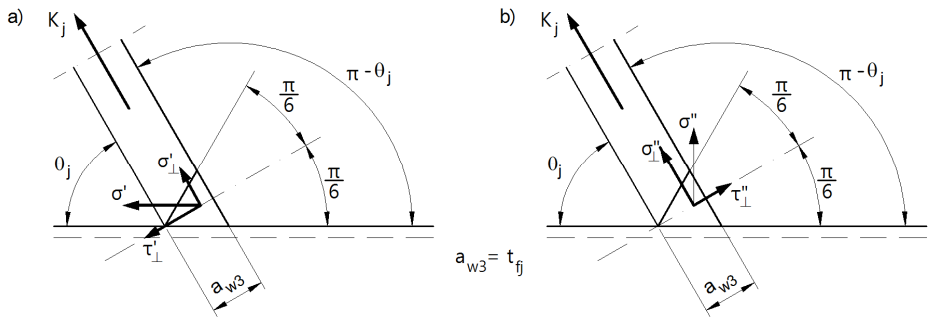


Fig. 9 Stresses in the cross-section of groove weld l_3

Rys. 9 Naprężenia w przekroju poprzecznym spoiny czołowej l_3

In small or mid-span roof trusses, the top and bottom chord are an unchanged cross-section, whereas the cross-section of braces is adapted to the longitudinal forces, but, due to cost-effective inventory management during the fabrication of such trusses, only two different sections of the braces are designed. In the described type of truss, the change of the brace cross section is made in the joint of the bottom chord because, if done to the top chord, it would lead to a very complicated joint shape.

3.2. The resistance of the members

In addition to checking the connection between the braces and the chord, the resistance of the members must be also checked.
The destruction of a brace occurs in the case of achieving the value:

$$K_{j.Rd} = A_j f_{yj} / \gamma_{M5} \geq K_j , \tag{12}$$

where: A_j – the cross-section area of the brace,
f_{yj} – the yield strength of the brace.

However, in relation to the bottom chord, it should be considered that:

- destruction of the channel flanges of force $K_j \sin\theta_j$ is due to shear:

$$K_{j.Rd} = \frac{A_v f_{yb}}{\sqrt{3}\sin\theta_j \cdot \gamma_{M5}} \geq K_j , \tag{13}$$

- destruction of the entire cross-section of the chord:

$$N_{0.Rd} = \left[A_0 - A_v + A_v \sqrt{1 - \left(V_{Ed} / V_{pl.Rd}\right)^2} \right] f_{yb} \Big/ \gamma_{M5} , \tag{14}$$

where: A_0 – the cross-section area of the chord,
A_v – the design area of the cross-section of the chord flanges,

$$A_v = A_0 - (1-\alpha_0)\left[b_{fb} - 2\left(t_{wb} + r_{jb}\right)\right] t_{wb} , \tag{15}$$

f_{yb} – the yield strength of the chord
$V_{Ed} = K_{j,Ed}\sin\theta_j = K_j \sin\theta_j$ – the transverse force loading the chord in the joint,
$V_{pl.Rd} = A_v f_{yb} / \left(\sqrt{3}\gamma_{M5}\right)$,

$\alpha_0 = \sqrt{\dfrac{1}{1 + \dfrac{4}{3}\left(\dfrac{g}{t_{wb}}\right)^2}}$ – the reducing coefficient of the cross section of the chord web,

g – the gap between webs of braces,
t_{wb} – the thickness of the chord flange,
γ_{M5} = 1,0 – the partial safety factor related to the chord.

4. Intermediate joints of the top chord

4.1. The resistance of the joint

Fig.10 shows the shape of the joint of the top chord with an insert made of a channel generally used on braces. This insert is used to fix the braces to obtain their connection with sufficient resistance and in a way that is suitable for welding. Fig. 11 shows the layout of the forces loading the insert and the dimensions of lengths of welds joining the insert with the braces, used to determine the effective length of weld l_1:

$$\Delta l_{i,1} = \left(h_{ch} + t_{fb} - e_{zb}\right)\tan\left(\pi/2 + \alpha - \theta_i\right), \quad \Delta l_{j,1} = \left(h_{ch} + t_{fb} - e_{zb}\right)\tan\left(\pi/2 - \alpha - \theta_i\right), \tag{16a}$$

$$\Delta l_{i,2} = e_{zi}/\sin\left(\theta_i - \alpha\right), \quad \Delta l_{j,2} = e_{zj}/\sin\left(\theta_i + \alpha\right), \tag{16b}$$

$$l_1 = \Delta l_{i,1} + \Delta l_{i,2} + \Delta l_{j,1} + \Delta l_{j,2}, \tag{16c}$$

where: h_{ch} – the flange width of the insert made of the channel,
t_{fb} – the web thickness of the insert made of the channel,
α – the angle of inclination of the top chord in relation to the bottom chord,
e_{zb} – the distance of the centre of gravity of the cross-section of the top chord from the outer edge of its web,
e_{zi} – the distance of a centre of gravity of the cross-section of the brace from the outer edge of its web (in the joints of the top chord, the braces of the same cross-section are designed),
θ_i – the angle of the inclination of the brace loaded by force K_i in relation to the bottom chord.

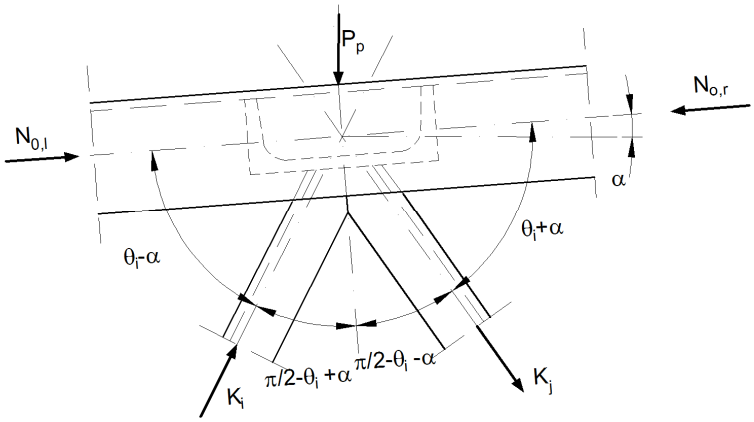


Fig. 10 Joint of the top chord with an insert

Rys. 10 Węzeł pasa górnego z wkładką

The other lengths of the welds are as follows:

$$l_2 = l_1 - 2\left(t_{fj} + r_{jj}\right), \quad l_3 = b_i = b_j; \quad l_4 = l_3 - 2\left(t_{wj} + r_{jj}\right). \tag{17}$$

The thickness of the fillet weld is determined in the manner indicated for the joints of the bottom chord. This is estimated by taking into account the wall thickness of the insert and the braces.

In addition, there is weld l_5 in this joint connecting the flanges of the braces. The length of weld l_5 can be determined as:

$$l_5 = \frac{\left(h_i - e_{zi}\right)}{\cos\theta_i} + e_{zb} - t_{fb} - h_{ch}, \quad a_{w5} = t_{wi}, \tag{18}$$

but

$$h_i = h_j \text{ and } t_{wi} = t_{wj}, \tag{19}$$

(see the symbols of the bottom chord).

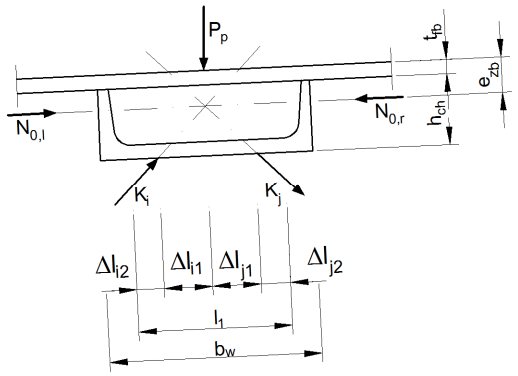


Fig. 11 Layout of the forces loading the insert

Rys. 11 Układ sił obciążających wkładkę

Weld l_5 is inclined from an axis perpendicular to the web of the insert by angle α. At a low slope of the roof (1:20 to 1:10) the difference in deflection is about 0.5% to 1.5%. This difference is omitted, assuming the indicated length of weld l_5.

Figure 12 shows the component forces transmitted through the lengths of welds from the resultant force $K_i \cos(\theta_i - \alpha) + K_j \cos(\theta_i + \alpha)$ parallel to the web of the insert, designated as P_1' to P_5', and from the resultant force $K_i \sin(\theta_i - \alpha) - K_j \sin(\theta_i + \alpha)$ perpendicular to this element, designated as P_1'' do P_5''. With regard to these forces, their location on the welds is indicated with dots in Fig. 12.

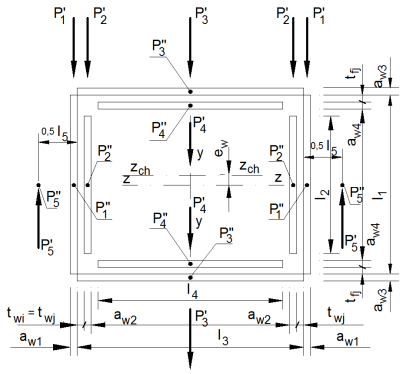


Fig. 12 Component forces transmitted through the lengths of welds

Rys. 12 Składowe sił przenoszonych przez poszczególne ściegi spoin

Assuming the pinned connections of the braces in the joint with the insert, these forces are determined as follows.

The cross-section areas of the individual welds are determined from equations (2) adding $A_5 = l_5 a_{w5}$. Then the total cross-sectional area is as follows:

$$\sum A = 2\left(A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5\right). \tag{20}$$

Forces in welds parallel to the web of the insert are calculated using formula (4), adopting instead of K_j the value of the corresponding resultant force and instead of θ_i the angle $(\theta_i + \alpha)$, further supplemented with P_5'.

Next, the division of the resultant force perpendicular to the web insert is made by formula (4), assuming that force instead of $K_j \cos\theta_i$ and changing the angle of inclination. This is further supplemented with P_5'.

The resultant force $K_i \cos(\theta_i - \alpha) + K_j \cos(\theta_i + \alpha)$ acts on the eccentricity:

$$e = h_{ch} + t_{fb} - e_{zb} - 0{,}5t_{wch}, \tag{21}$$

where t_{wch} is the thickness of the web of the channel insert. A bending moment is formed acting on the stress state in the design sections of welds as well as the forces P_1'' to P_4''.

In contrast, the resultant force $K_i \sin(\theta_i + \alpha) - K_j \sin(\theta_i + \alpha)$ acts on an eccentricity, which is determined as the shift of the centre of gravity of the weld layout in relation to the centre of gravity of the cross section of the insert. This can be expressed as the following equation:

$$e_{ch} = e\left[c\tan(\theta_i - \alpha) - c\tan(\theta_i + \alpha)\right] + \frac{e_{zi}\left[\sin(\theta_i + \alpha) - \sin(\theta_i - \alpha)\right]}{\left[\sin(\theta_i + \alpha)\cdot\sin(\theta_i - \alpha)\right]}. \tag{22}$$

The stresses σ_M on the edges of sections are determined according to formula (6), where:

$$M_k = e\left\{K_i \cos(\theta_i - \alpha) + K_j \cos(\theta_i + \alpha) + \left[K_i \sin(\theta_i - \alpha) - K_j \sin(\theta_i + \alpha)\right] \tan(2\alpha)\right\}. \quad (23)$$

Stress components $\sigma_{\perp}^{'}$, $\tau_{\perp}^{'}$, $\tau_{\parallel}^{'}$ and $\sigma_{\perp}^{''}$, $\tau_{\perp}^{''}$, $\tau_{\parallel}^{''}$ are calculated in the cross-sections of individual welds under the forces P_1' to P_5' and P_1'' to P_5'' using formulas (7) to (9), and the resistance of the joint is checked as in the case of the lower joint.

The channel insert transfers the load from the braces, loaded by the forces K_i and K_j, on the two welds connecting their flanges with the top chord. The load of this layout of the welds is:

-the resultant forces in the braces parallel to the chord:

$$K_i \cos(\theta_i - \alpha) + K_j \cos(\theta_i + \alpha), \quad (24)$$

-the resultant forces in the braces perpendicular to the chord:

$$K_i \sin(\theta_i - \alpha) - K_j \sin(\theta_i + \alpha), \quad (25)$$

-the bending moment causing the stresses σ_M in the welds, acting similarly to the resultant force perpendicular to the chord.

The eccentricity is expressed as the following equation:

$$e_k = e_{zb} - t_{wb}, \quad (26)$$

and the bending moment is equal to:

$$M_k = e_k \left[K_i \cos(\theta_i - \alpha) + K_j \cos(\theta_i + \alpha)\right]. \quad (27)$$

The indicated bending moment causes the stresses in the weld is expressed as:

$$\sigma_M = \frac{M_k}{a_w l_{c,ch}\left(b_{ch} + \frac{4}{3}\sqrt{2}a_w\right)}, \quad (28)$$

where: a_w – the thickness of the weld joining the flange of the insert with the top chord,

$l_{c.ch} = b_{fb} - 2\left(t_{fb} + r_{jb}\right)$ – the length of the weld joining the flange of the insert with the top chord,

b_{ch} – the height of the channel used on the insert.

The meanings of the symbols in the formula for $l_{c.ch}$ are explained earlier, but now they must be adopted in relation to the cross-section of the top chord.

Stress components in the design cross-sections of welds shall be determined as follows:

$$\sigma^{'} = \frac{K_i \cos(\theta_i - \alpha) + K_j \cos(\theta_i + \alpha)}{2a_w l_{c.ch}},\ \sigma_{\perp}^{'} = \tau_{\perp}^{'} = \pm\sigma^{'}/\sqrt{2},\ \tau_{\parallel}^{'} = 0, \tag{29a}$$

$$\sigma^{''} = \frac{K_i \sin(\theta_i - \alpha) - K_j \sin(\theta_i + \alpha)}{2a_w l_{c.ch}} + \sigma_M,\ \sigma_{\perp}^{'} = \tau_{\perp}^{'} = \pm\sigma^{'}/\sqrt{2},\ \tau_{\parallel}^{''} = 0, \tag{29b}$$

where σ_M is according to formula (28).

Checking the resistance of the joint is carried out using the directional method given in EN 1993-1-8 [14]:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3\left(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2\right)\right] \le f_u / \left(\beta_w \gamma_{M2}\right), \tag{30}$$

$$\sigma_{\perp} \le 0{,}9 f_u / \gamma_{M2}, \tag{31}$$

where: β_w – is the correlation factor of fillet welds,

f_u – is the nominal ultimate tensile strength of steel,

$\gamma_{M2} = 1{,}25$ is the safety factor.

The channel insert is connected to the top chord using the layout of welds shown in Fig. 13. These welds are loaded by resultant forces according to equations (18) and (19) and the bending moment according to (21). There are two such layouts of welds, so each of them is calculated under a twice-smaller load. Checking the resistance of the connection may be done using the directional method described in the present article.

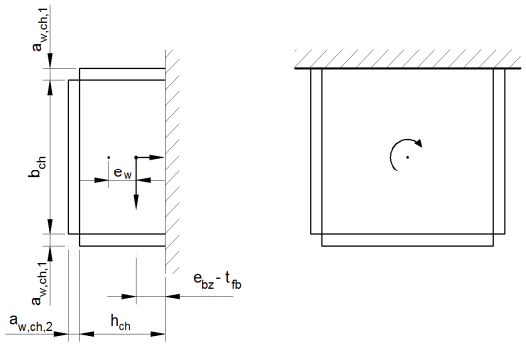


Fig. 13 Layout of welds joining the channel insert with the top chord

Rys. 13 Układ spoin łączących wkładkę z ceownika z pasem górnym

4.2. The resistance of the members in the joint

The resistance of the braces is sufficient since their longitudinal forces are smaller than the force in the first support brace, and the resistance of that brace was calculated in section 3.2 with the same cross-sections.
The destruction of the top chord is analysed according to formulas presented in the case of the bottom chord:

- the destruction of the flange loaded by the force $K_j \, sin(\theta_i - \alpha)$ or $K_i \, sin(\theta_i + \alpha)$, where K_j is the longitudinal force of the brace on the right hand side of the joint according to eq. (13),
- the destruction of the entire cross-section of the chord under complex load according to eq. (14), where $\alpha_0 = 0$.

The capacity of the channel insert is verified by assessing the capacity of the T-type joint according to the equations presented in Table 7.14 in EN 1993-1-8 [14] under the resultant load perpendicular to the web of the insert including the bending moment. It can be expressed as:

$$\frac{N_{i.Ed}}{N_{i.Rd}} + \left|\frac{M_{i.Ed}}{M_{i.Rd}}\right|^2 \le 1 \quad \text{, wherein } V_{Ed} \le 0{,}5V_{pl.Rd}\text{,} \tag{32}$$

where: $N_{i.Ed} = K_i \sin(\theta_i - \alpha) - K_j \sin(\theta_i + \alpha)$,

$N_{i,Rd}$ – the design axial resistance of the joint according to Table 7.11 in PN-EN 1993-1-8 [14],

$M_{i,Ed} = M_k$ according to Eq. (23),

$M_{i,Rd}$ – the design resistance moments according to Table 7.11 in PN-EN 1993-1-8 [14] in case of a rectangular cross-section with dimensions l_i x b_i and a wall thicknesses t_{fi} and t_{wi},

$$V_{Ed} = K_i \cos(\theta_i - \alpha) + K_j \cos(\theta_i + \alpha), \tag{33}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}. \tag{34}$$

On the other hand, the capacity of the bottom chord under a load of purlins P_p in the section above the insert is checked as in the case of the bottom chord, taking longitudinal force N_0, reduced by the value $K_j \cos(\theta_i + \alpha)$, according to the formulas relating to the gusset plate arranged transversely in Table 7.13 in EN 1993-1-8 [14]. The strain effects of the insert should be summarized.

5. The support joint

5.1. The shaping of support joints

Figs. 14 and 15 show a solution suitable for the direct arrangement of fillet welds connecting the top chord and first brace with the stubs of support joints. The shape of the K-type joint is adapted to the geometry of the lattice structure based on a steel or reinforced concrete column and possibly also a wall.

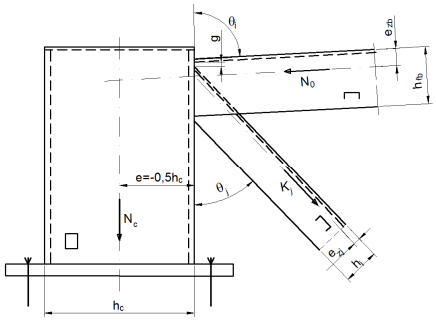


Fig. 14 Support joint with the stub made of hollow section

Rys. 14 Węzeł podporowy z króćcem wykonanym z kształtownika rurowego

The geometry of the truss shown in Fig. 1 enables convenient, direct connecting of the walls of truss members as the relative angles of inclination of the members are mostly about 40°.

For the stubs in the level of the top chord, square or rectangular hollow sections or channels with ribs strengthening their flanges are used. However, in the second design situation, it is sometimes necessary to strengthen the web of the channel section by means of a plate welded to the wall.

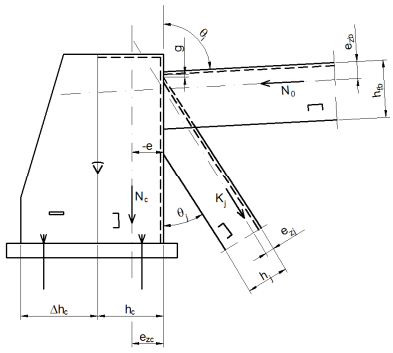


Fig. 15 Support joint with the stub made of a channel section with a rib

Rys. 15 Węzeł podporowy z króćcem wykonanym z ceownika z użebrowaniem

The brace is arranged a small distance from the top chord so that the gap is a little more than $g = t_1 + t_2$ (where t_1 and t_2 – thickness of the webs of the braces and the top chord). This makes the brace situated relative to the support member with a large negative eccentricity. Such a geometric arrangement allows treating the joint as type K. In the illustrated solution, the stub becomes a chord, and the brace and the top chord in the interpretation indicated in EN 1993-1-8 [14] become the braces. It is not recommended to design a large gap g because the support joint would be then considered as two independent Y-type joints. Doing so, the capacity of the connection of the brace with the stub for fillet welds is very small because, in addition to the longitudinal force, the resulting bending moment at small, effective lengths of fillet welds must be taken into account.

For similar reasons, do not apply this method to the stub of H-beam. In the connection of the channel with the chord, only fillet welds arranged at the webs of those elements are fully effective. In such a case, the capacity of the joint is insufficient.

5.2. The resistance of the joint

Typically, the difference in width of webs of members connected in the joint is sufficiently great (approximately 2x50 mm to 2x70 mm), and the spacing between their flanges allows the easy arrangement of fillet welds.

Another geometry for the support joint in which the members overlap each other but do not completely cover because of different widths ($b_p < b_{fb}$) may be considered in a manner analogous to the joints of the bottom chord. It is necessary to separately assess the resistance of the connection of the brace and the top chord considering Figs. 4 to 9 and to take into consideration relationships relating to the effective lengths of welds, the design cross section areas, eccentricities and values of forces parallel and perpendicular to the stub and corresponding components of stresses in the welds.

In such method of resistance assessing the design of the support joint does not require further detailed interpretation because the symbols and methods of calculation do not change. The only difference is that, looking at the stub as the chord of the K joint, the brace is directed in the opposite direction. This formally requires the evaluation of signs of stress components in considered lengths of welds, but, practically, there is no effect on the final result of calculating the capacity of such a connection.

However, in the case of the connection of the top chord with the stub, angle θ_i between these members (see Fig. 14 and Fig. 15) is determined as $(\pi/2 - \alpha)$, where α is the angle of the slope of the roof. This angle corresponds formally to the second brace of the bottom chord, but, using given formulas, it should be taken as $(\pi - \theta_i)$. On the other hand, it is necessary to note that the direction

of force N_0 is opposite that of force K_j. Then, examining drawings, the case of the joint of the bottom chord and the calculation formulas do not change. It is necessary to keep in mind that the force in such a considered brace has an opposite direction, which formally affects the signs of stress components in cross sections of welds. The symbols relating to the compression brace should be replaced by the symbols relating to the top chord.

The width of the stub, $b_{fc} = b_{fb} + 2\Delta_{fb}$, where $2\Delta_{fb} = 2{,}83a_w + 15$ mm, should enable proper arrangement of the fillet weld along the flanges of the channel. The range of products does not always allow fulfilling this indication, especially in the case of hollow sections with rounded corners. So, instead of fillet welds, groove welds should be applied.

5.3. The resistance of the members in the joint

Checking the resistance of the brace and the top chord in the joint with the stub is performed in the manner described with reference to the joint of the bottom chord but changing values of forces, cross-section of members, angles and gaps according to Fig. 14 or Fig. 15.

The resistance of the stub should be checked as follows. The stub is treated as a cantilever fixed in its base, which is usually fastened with four screws in a wall of a building. The reaction of a roof truss is transferred with the negative eccentricity $e \leq 0{,}5h_c$ (where h_c is the height of the cross section of the hollow profile), and, in the case of a channel with flanges reinforced by plates of height Δh_c and thickness t_c, the eccentricity is $e \leq e_{zc}$ (where e_{zc} is the distance from the neutral axis of the section assembled with the channel and the plates from the outer edge of the channel web).

Furthermore, the stub is loaded by the reaction of the extreme purlin placed on it directly axially or eccentrically with respect to its neutral axis. Due to the large cross section of the stub and the small length, the assessment of its capacity is carried out in accordance with EN 1993-1-1 [13] in the case of eccentric compression without flexural buckling.

It is desirable that the width of stub b_{fc} is not very different from the width of the top chord b_{fb}, so the flanges of the top chord channel are overlaid by the walls or rounded corners of the stub. Then, the wall shear according to EN 1993-1-1 [13] needs to be checked for the web of the stub. The remaining part of the force loading the web of the channel is transmitted to the flange of the stub as a load, which should be modelled as a transverse gusset plate according to Table 7.13 in EN 1993-1-8 [14]. Then, the capacity of this plate is checked using the equation specified in that table.

The capacity of the wall of the stub locally loaded by the brace can be approximately checked as a chord of a truss made of that channel, according to EN 1993-1-8 [14] as was given in relation to the joint of the bottom chord.

6. The splice ridge joint

Fig. 16 shows such a joint with the geometry of connected members, which enables a sufficiently easy arrangement of fillet welds. The shaping of components, as well as their connections, is analogous to that discussed in the case of the support joint. Two thick flange plates, connected using pre-loaded bolts during assembly, are pressed against each other, so that they can be regarded as a reduced stub, which is loaded with the longitudinal forces of the top chord and the brace. Such a reduced K joint is considered only because of its connection zone.

The gap between the flanges of joining members is even greater than in the case of the stub.

Some disadvantages of laying fillet welds may occur during their execution between the webs of members and flange plates. With a large thickness of two flange plates, it is permissible to increase the distance between the webs of the channel above the value of $t_1 + t_2$ to facilitate a good view of the welds. The angle of the connection of the brace with the flange plate is, in this case, typically about 30° while, in the support joint, it is generally higher. One should be particularly careful when making welds in such angle. Usually, a fillet weld is then converted to a butt weld, but with an unusual shape. To get a weld of sufficient quality, it is placed between the flange plate earlier than the connection of the top chord with the plate.

Checking the resistance of the welds should be carried out as in the case of a support joint. Checking the capacity of the bolted connection is made in accordance with the indications given in EN 1993-1-8 [14]. Although the flange plate is loaded primarily by bearing, transmitted by pre-loading bolts, the need to obtain a minimum flexibility of the K-type joint requires sufficiently thick plates. In the case of a truss span in the range of 20 to 30 m and a light type load, it a thickness of 16 to 20 mm is proposed.

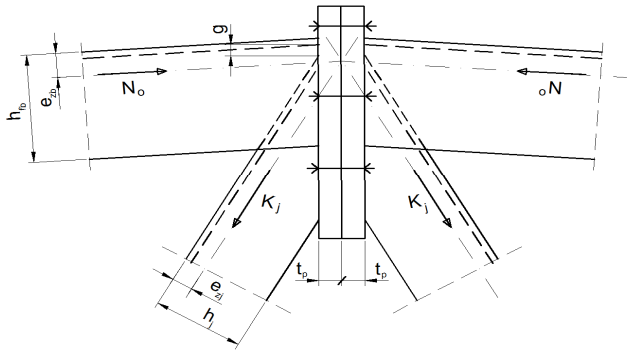


Fig. 16 Splice ridge joint

Rys. 16 Styk kalenicowy wiązara

7. The results of the calculated example of the truss

The procedures and equations presented in the paper were checked by designing a roof truss with a span of 26 m and a height of 26 m. The top chord was made from the channels UP 360, the bottom chord from the channels U200, and braces and inserts were made from the channels U180 or U120. The resistance of the fillet welds was first evaluated at their maximum thickness, and, after the determination of stresses in the welds using the directional method, the reduction of their thickness was proposed so that the maximum stress in the welds gave a reserve of resistance of about 30%. Such a reserve was considered sufficient in most of the loaded joints. Due to the standardization of the braces to only two sections, the other joints show higher resistance than desired.

As expected, the use of an insert in the joints of the top chord made of a channel of the same size as the cross-section of the braces requires the strengthening of the joint with a relatively thick plate because the web of the insert is too thin to carry out the component forces parallel to the web. This is the only drawback of the designed truss. Performing the fillet welds in other design situations encountered no difficulties since most of the welds were laid with good access to the place of their location. Only the brace of the ridge joint was arranged relative to the flange plate at an angle of 32°.

In trusses with spans smaller than in the analysed project, the insert can be designed from the lengths of rectangular hollow sections by choosing hot rolled products with the same wall width and thickness. In trusses with spans similar to the considered structure, this is not always possible due to the lack of suitable products.

The use of trusses made of channel sections under light roofs and with greater spans is limited to a value not exceeding 30 m due to the range of products supplied by steelworkers.

8. Conclusions

1). Presented design method of roof trusses made of channels concerns evaluation of the joints resistance and their welded connections. It refers to joints that are considered to be almost rigid (with low flexibility).

2). The procedures for assessing the resistance of joints and their welded connections can be used only with sufficiently low flexibility of joints. This is achieved when the gap between the webs of the channel sections used in the joints of the bottom chord and in the support and ridge joints have a value of $g = t_1 + t_2$ or slightly different.

3). The V-shaped trusses with K-type joints have always one joint in the bottom chord where the two braces are compressed. In such a joint the bottom chord should be reinforced with the rib and the braces should be connected with the gap of $g = t_1 + t_2$.

4). The procedures for calculating the capacity of joints and their welded connections were developed, taking into account the rules concerning the members and joints made of rectangular hollow sections and channels given in EN 1993-1-8 [14].

5). The rules indicated in 4) are the theoretical background of described procedures. It is desirable to confirm them experimentally or numerically.

6). If there is a fear that the joints of the bottom chord or support joints have an inadequate stiffness, until presented rules will be confirmed by research, they should have been stiffened using the ribs or plates designed in their areas.

Bibliography

[1] ArcerolMittal. Sections and Merchant Bars. Sales Programme (http://www. constructalia.com/english/publications/brochures/sections_and_merchant_bars_ sales_programme#.VS-YoJM3gmM).
[2] Augustyn J. Welded and spotted joints. Arkady. Warsaw 1987 (in polish).
[3] Bogucki W., Żyburtowicz M. Tables for design of metal structures. Arkady. Warsaw 2008 (in polish).
[4] Bródka J. Examples of errors in design of structures made of hollow sections. – Steel Structures. 1999, no. 2 (in polish).
[5] Bródka J., Broniewicz M. Calculation of welded joints of trusses made of rectangular hollow sections. – Steel Structures. 2002, no. 4 (in polish).
[6] Bródka J. Broniewicz M. Design of steel structures according to Eurocodes. PWT. Rzeszow, Poland 2013 (in polish).
[7] Bródka J. Kozłowski A., Ligocki I., Łaguna J., Ślęczka L. Design and calculation of connection and joints in steel structures. Vol. 1, 2nd Edition. PWT. Rzeszow 2013, Poland (in polish).
[8] BS ISO 14346: 2013 Welding-static design procedure for hollow section joints. Recommendations.
[9] Deutcher Stahhlbau-Verband. Stahlbauhandbuch. Band 2: Stahlkonstruktionen. 2 Auflage. Stahlbau-Verlagsgeselschaft. Köln 1985.
[10] Kindmann R., Stracke M. Verbindungen im Stahl- und Verbundbau. Ernst und Sohn. A Wiley Company. Berlin 2003.
[11] Łubiński M., Filipowicz A., Żółtowski W. Metal structures. Part 1. Arkady. Warsaw 2000 (in polish).
[12] EN 1090-2: 2007 Execution of steel structures and aluminium structures. Technical requirements for steel structures.
[13] EN 1993-1-1: 2006 Eurocode 3. Design of steel structures. General rules and rules for buildings.
[14] EN 1993-1-8: 2006 Eurocode 3. Design of steel structures. Design of joints.
[15] EN 1993-1-10: 2007 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1–10: Material toughness and through-thickness properties.
[16] EN 10025: 2007 Hot rolled products of structural steels. Parts 1 to 5.
[17] Rykaluk K.: Steel structures. Bases and members. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wroclaw 2001 (in polish).

[18] Żmuda J. Bases of design of steel structures. Arkady. Warsaw 1997 (in Polish).
[19] Steel structures of buildings. Design according to the Eurocodes with examples of calculations. Collective work under the direction of M. Giżejowski and J. Ziółko. Arkady. Warsaw 2010 (in polish).

PROJEKTOWANIE KRATOWNIC WYKONANYCH Z CEOWNIKÓW ZGODNIE Z ZASADAMI EUROKODÓW

S t r e s z c z e n i e

Niniejszy artykuł prezentuje zagadnienia dotyczące projektowania kratownic wykonanych z ceowników zgodnie z zasadami zawartymi w Eurocodach. Kratownice dachowe wykonane z gorąco walcowanych kształtowników ceowych są projektowane głównie w przypadku średnich rozpiętości i stosunkowo niewielkich obciążeniach. Wykorzystując metodę długości efektywnych zaproponowano metodę projektowania spoin w węzłach kratownic typu K i N. Takie połączenia spawane powinny być projektem na siły osiowej występujące w skratowaniu. Zaproponowano również sposób wyznaczania układów spoin i procedury obliczania długości poszczególnych odcinków. W przypadku węzłów pośrednich pasa górnego, zasugerowano ukształtowanie węzła z wkładką z ceownika do mocowania krzyżulców w celu uzyskania odpowiedniej nośności. Zaprezentowano również rozwiązanie węzła podporowego umożliwiającego odpowiednie rozmieszczenie spoin pachwinowych łączących pas górny z krzyżulcem podporowym z kształtowników zamkniętych kwadratowych lub prostokątnych. Opisane metody umożliwiają projektowanie połączeń spawanych kratownic z kształtowników ceowych. Powyższe zalecenia są przeznaczone do statycznie obciążonych spoin pachwinowych i szerokobruzdowyc.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, węzły kratownic typu K i N , długość spoin, nośność elementów

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.139

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 63-74

Lidia BUDA-OŻÓG[1]
Izabela SKRZYPCZAK[2]

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF CRACKS IN THE REINFORCED CONCRETE PIPES

This article presents the analysis of the cracks in the tensile strength of concrete for reinforced concrete pipe crushing. Tensile strength, in case of crushing elements of high relative curvature, is significantly different from the strength of the not curved elements. The current state of research indicates that only methods of nonlinear fracture mechanics lead to a satisfactory agreement between the results of calculations and experimental studies, and allow for compiling correctly the influence of basic parameters of stretched concrete and geometrical dimensions on the load capacity of crush pipes made of concrete. Obtaining consistent results of experimental and numerical research is still a very complicated issue. This paper presents the results of an experimental test performed on three pipes and the numerical model of the analyzed element of the pipes made in the ATENA program. In order to model the concrete we used material model "SBETA", proposed by ATENA. The numerical analyses of the cracks were compared with the results of experimental studies in this paper. The conducted experimental test indicate that the concrete tensile strength for the tested elements was higher than adopted. This resulted in a greater resistance of the cracking for the test elements.

Keywords: reinforced concrete, pipes, cracks, crushing, tensile strength

1. Introduction

Compliance of theories of concrete cracking with the results of experimental studies is much weaker than in the case of the theory of strength limit; the cracking issue is very complex and depends on many poorly controlled factors. One of these is the tensile strength of concrete. Tensile strength, in case of crushing elements of high relative curvature, is significantly different from the strength of the not curved elements.

[1] Author for correspondence: Lidia Buda-Ozog, Rzeszow University of Technology, Poznanska 2, 35-084 Rzeszow, tel.: +48 17 7432402, e-mail: lida@prz.edu.pl,
[2] Izabela Skrzypczak, Rzeszow University of Technology, izas@prz.edu.pl

The current state of research indicates that only methods of nonlinear fracture mechanics lead to a satisfactory agreement between the results of calculations and experimental studies, and allow for compiling correctly the influence of basic parameters of stretched concrete and geometrical dimensions on the load capacity of crush pipes made of concrete [4, 5].

An attempt to apply the model to describe the band microcracks of scale effect from the failure of concrete pipes presented Z. Bazant and Z. Cao [1]. However, obtaining consistent results of experimental and numerical research is still a very complicated issue. This article presents the analysis of the cracks in the tensile strength of concrete for reinforced concrete pipe crushing. The relationships between crushing load capacity of reinforced concrete pipes with concrete tensile strength and dimensions of pipes is proposed in the article.

This paper presents the results of an experimental test performed on three pipes and the numerical model of the analyzed element of the pipes made in the ATENA program. In this paper the numerical analyses of the cracks were compared with the results of experimental studies. On the basis of analyses and experimental tests, the effect of curvature of the cross-section on the tensile strength of concrete in the reinforced concrete pipes crushed was determined.

2. Analyzed reinforced concrete pipes

The subject of the analysis was reinforced concrete pipe with an inner diameter of 800 mm and wall thickness of 90 mm. Specific dimensions of the pipes are shown in Figure 1.

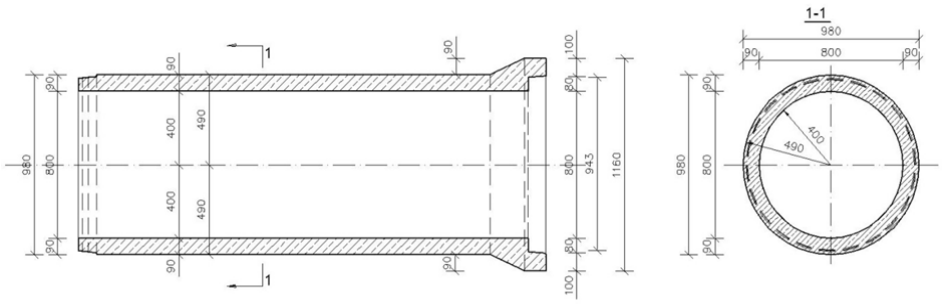


Fig. 1. Analyzed reinforced concrete pipes

Rys. 1. Rozważana rura żelbetowa

The pipes were made of concrete about mean value of compressive strength f_{cm} = 47.8 N/mm^2 and the standard deviation s = 4.19 N/mm^2. The mean strength of the concrete was obtained by means of a compressive test performed on four 150 mm size cubes.

In analysis of concrete structures the characteristic compressive strength f_{ck} is calculated from the ratio [6]:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 47.8 - 4 = 43.8 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$$

The modulus of elasticity - E_c in [N/mm^2] at concrete age of 28 days was obtained by means of a test for the stress-strain relation for uniaxial compression. The mean modulus of elasticity for the analyzed concrete was:
$E_c = 28\,600$ N/mm^2

The pipes were reinforced with bars of ϕ 10 mm, steel RB500W of C class with reinforcement field of 872 mm^2. The adopted cover of main reinforcement and the reinforcement spacing is shown in Figure 2.

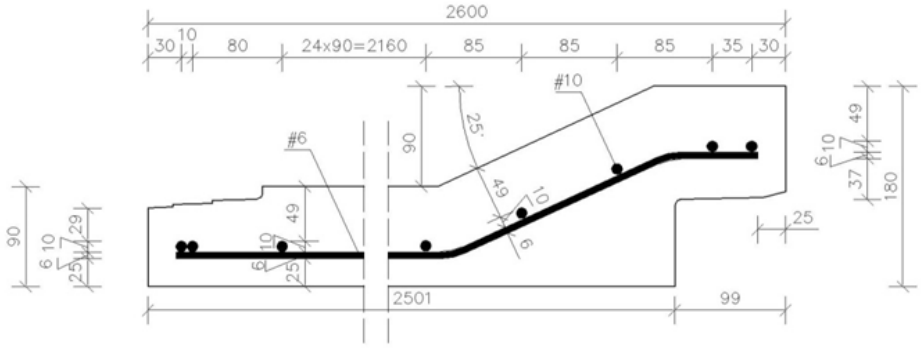


Fig. 2. The adopted cover of main reinforcement and the reinforcement spacing for analyzed the pipes

Rys. 2. Przyjęta otulina zbrojenia głównego i rozstaw zbrojenia w rozpatrywanej rurze

The analysis of the crack was performed for the diagram of test load of pipes, adopted in accordance with the recommendations of EN 1916:2005/AC. The adopted load diagram is shown in Figure 3.

Calculation and analysis were applied for cracks marked in Figure 3, points A and B.

In accordance with the recommendations in EN-1916:2005/AC [7] and the producer's requirements, except for condition of strength capacity, reinforced concrete pipes should meet the cracking condition. Reinforced concrete pipe shall withstand a test load due to cracking failure force Fc equal to 0.67 without the emergence of fixed cracks of the surface greater than 0.3 mm in the continuous length of 300 mm or more in stretched zones of concrete.

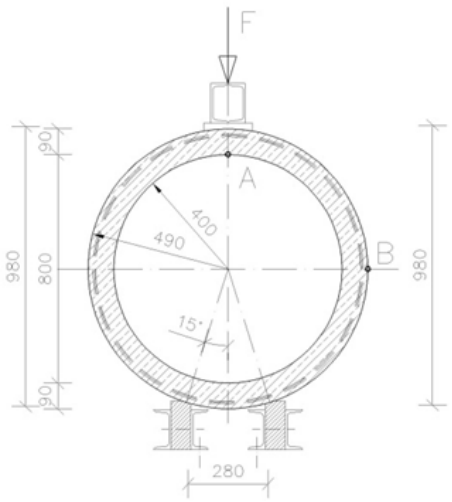


Fig. 3. Load diagram of pipes

Rys. 3. Schemat obciążenia rury

3. Effect of curvature of the cross-section in the tensile strength of concrete

The energy condition of unstable crack development, i.e. (that is) failure without considering the influence of curvature on the section is as follows:

$$\frac{\partial U}{\partial a} = G_F * l \tag{2}$$

where: $U = U_1+U_2$ – potential energy release rate of deformation in the volume of the zone of destruction U_1 and the adjacent concrete U_2, G_F – cracking energy, l- element length.

According to what is indicated in Figure 4, it can be assumed that:

$$\frac{\partial U}{\partial a} = l * \frac{\sigma}{2*E_{ct}}(2a + w_c) \tag{3}$$

where: σ – mean normal stress, Ec- modulus of elasticity of concrete.

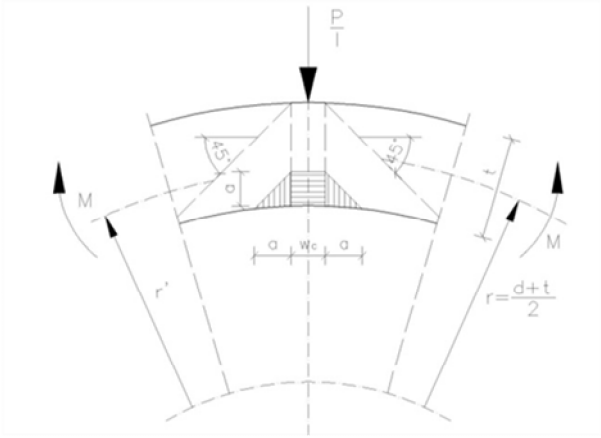


Fig. 4. Diagram of micro crack propagation on the thickness of the pipe wall

Rys. 4. Wykres propagacji mikrorys na grubości ścianki rury

Ratio of the maximum stress calculated having taken into account the curvature of the axis σ* to the stresses set for the element with straight axis σ, is:

$$\frac{\sigma^*}{\sigma} = \frac{t}{6*r'} + \frac{2*r'*z}{t*(r'-z)} * \frac{J}{J^*} = \beta\left(\frac{t}{r}\right) \tag{4}$$

where : z = r'-d/2, d- inner diameter of the pipe,

J – moment of inertia of the element with straight axis,

J* - moment of inertia of the element with flexural curved expressed by the formula:

$$J^* = \int_A \frac{r}{r+z} * z^2 dA \tag{5}$$

Tensile strength of concrete by crushing, taking into account the impact of the relative curvature of the pipe cross-section, can be represented as follows:

$$f_{ctm}^* = f_{ctm} * \sqrt{\frac{2}{\beta}} * \left(\frac{l_{ch}}{2*t+w_c}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{6}$$

l_{ch} - characteristic length of concrete: $l_{ch} = \frac{G_F * E_c}{f_{ct}^2}$,

f_{ct} - tensile strength of concrete,

$$f_{ct} = 0.3 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0.3 * (43.8)^{\frac{2}{3}} = 3.73\ \mathrm{N/mm^2} \tag{7}$$

In the absence of experimental value of the fracture energy –G_F, it can be determined in accordance with the Model Code 2010 [8] by dependencies:

$$G_F = 73 * (f_{cm})^{0,18} \tag{8}$$

$$G_F = 73 * (47.8)^{0,18} = 146.43 \text{ N/m} \tag{9}$$

$$l_{ch} = \frac{146.43*28.6}{3.73^2} = 301 \text{ mm} \tag{10}$$

Moment of inertia of the element with curved axis, for r ≈ 5*t, amounts to:

$$J^* = 1.009 * \frac{l*t^3}{12} = 61.3 * 10^6 \text{mm}^4 \tag{11}$$

Substituting into the formula (3), we received $\beta = 1.27$.

For a pipe with an internal diameter d = 800 mm and a wall thickness t = 90 mm, made of concrete C35/45, the bandwidth of micro cracks w_c = 26 mm, we obtain the tensile strength of concrete by crushing, taking into account the impact of the relative curvature of the cross section:

$$f_{ctm}^* = 3.73 * \sqrt{\frac{2}{1.27}} * \left(\frac{301}{2*90+26}\right)^{\frac{1}{2}} = 5.66 \text{ N/mm}^2 \tag{12}$$

4. Experimental Test

The test was carried out on three pipes made of a single batch of concrete and reinforced in the same way. The test was made at Civil Engineering, Environmental Engineering and Architecture Lab, Rzeszow University of Technology. A series of step loaded static tests were aimed at producing successive damage to the pipes. The development of cracks under different loading conditions was analyzed during the test. The setup of static testing is shown in Figure 5.



Fig.5. The setup of testing

Rys. 5. Układ badawczy

Test results of experimental for three tested pipes are summarized in Tables 1. The point B in the table shows the values of strength at which the first scratch and crack of width 0.3 mm over a length greater than 300 mm were observed.

Table 1. Results of experimental test for three tested pipes

Tabela 1. Wyniki badań doświadczalnych trzech badanych rur

Element	Crack loading at point B [kN/m]	Loading for crack 0,3 mm [kN/m]	Failure loading [kN/m]
P 1	63.6	76.0	148.8
P 2	60.0	71.6	132.0
P 3	62.8	74.8	129.6
mean	62.1	74.1	136.8

The failure was caused by the rapid rise of cracks at the point B and compression failure at the point A. The Figure 6 presents the crack width of 0.1 mm at the point B and failure for tested pipes.

a) b)

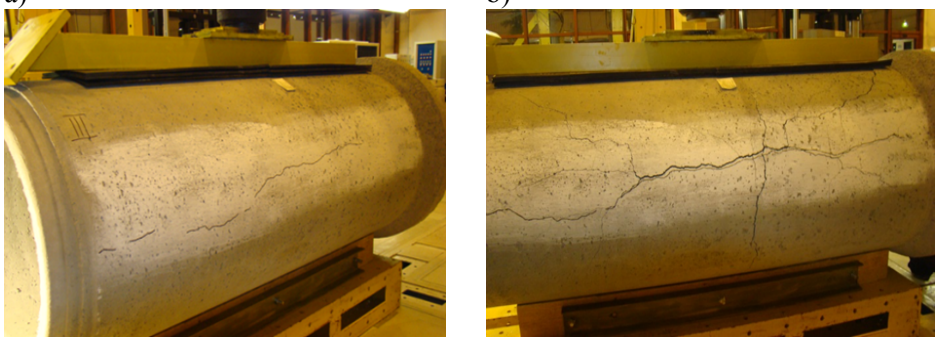


Fig.6. Pipe during the experimental test, a) the crack width of 0.1 mm at the point B, b) failure

Rys. 6. Rura podczas badań, a) rysy szerokości 0,1 mm w punkcie B. b) zniszczenie rury

5. Numerical model of the analyzed pipe

Finite element method was applied for the construction of the numerical model of the analyzed pipes. MES programming of ATENA was used.

Numerical model was considered in three-dimensional stress state. In order to solve the static issues of reinforced concrete pipes, calculation procedure based on Newton- Raphson iterative method was used [2]. Newton-Raphson method keeps the load increment unchanged and iterates displacements until equilibrium is satisfied within the given tolerance.

In order to model the concrete we used material model "SBETA", proposed by ATENA. The material model SBETA includes the following effects of concrete behavior:

-non-linear behavior in compression including hardening and softening,
- fracture of concrete in tension based on the nonlinear fracture mechanics,
- biaxial strength failure criterion,
- reduction of compressive strength after cracking,
- tension stiffening effect,
- reduction of the shear stiffness after cracking ,
- two crack models: fixed crack direction and rotated crack direction.

Perfect bond between concrete and reinforcement is assumed within the smeared concept.

However, on a macro-level a relative slip displacement of reinforcement with respect to concrete over a certain distance can arise, if concrete is cracked or crushed. This corresponds to a real mechanism of bond failure in case of the bars with ribs.

The reinforcement in both forms, smeared and discrete, is in the uniaxial stress state and its constitutive law is a multi-linear stress-strain diagram [3].

The model of material was adopted on the basis of constitutive characteristics obtained from experimental tests. The basic constitutive characteristics of the concrete are shown in a Table 2.

Table 2. The basic material characteristics of material model "SBETA"

Tabela 2. Podstawowe charakterystyki materiałowe model „SBETA"

Tangent Modulus [N/mm^2]	28 600
Uniaxial Cut-Off Tensile Stress [N/mm^2]	5.66
Fracture energy [N/m]	146.43
Uniaxial Maximum Compressive Stress [N/mm^2]	47.8
Uniaxial Maximum Compressive Strain at Above Stress	0.002
Uniaxial Ultimate Compressive Stress [N/mm^2]	29.8
Uniaxial Ultimate Compressive Strain	0.0035
Poisson Ratio	0.167

In order to model the main reinforcement we used material model "reinforcement", proposed by ATENA. The model of elastic-plastic material, with characteristics corresponding to steel RB500W was used. The characteristics of steel reinforcement are summarized in Table 3.

The analyzed pipes were loaded by forces of values corresponding to the experimental tests. Numerical model of the analyzed pipe is shown in Figure 7. The numerical model was built for a repeatable fragment of the pipe.

Table 3. The basic material characteristics of material model "reinforcement"

Tabela 3. Podstawowe charakterystyki materiałowe model „reinforcement"

Young's Modulus [N/mm^2]	200 000
Initial Yield Stress [N/mm^2]	500
Strain Hardeninig Modulus [N/mm^2]	2000
Poisson Ratio	0.3

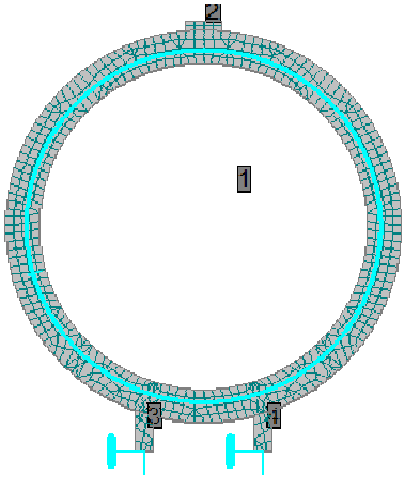


Fig. 7. Numerical model of the analyzed fragment of the pipe

Rys. 7. Numeryczny model analizowanego fragmentu rury

Development of scratches depending on the applied load are shown in the Figure 8.

6. Analyzes the Results and Conclusions

The applied load depending on the cracks observed at point B for experimental and numerical test are summarized in Table 4.

In all analyzed cases, the crack loading from experimental studies were greater about 9 % in comparison with the crack loading obtained from the numerical model.

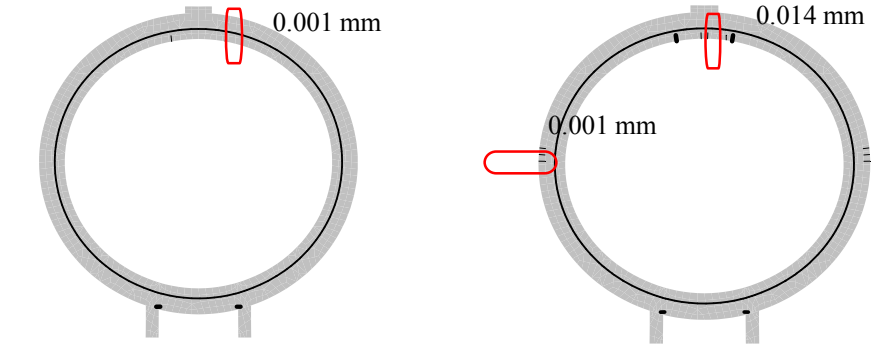
Table 4. The applied load depending on the cracks at point B

Tabela 4. Przyłożone obciążenie zależne od zarysowania w punkcie B

Cracks at point B	Applied load [kN/m]	
	Experimental test	Numerical model
First crack at point B	62.1	56.3
Crack width of 0.3 mm	74.1	68.7
Failure	136.8	132.0

a) step 62, cracks width to 0.001 mm

b) step 65, cracks width to 0.014 mm



c) step 78, cracks width to 0.3 mm

d) step 170, cracks width to 1.08 mm

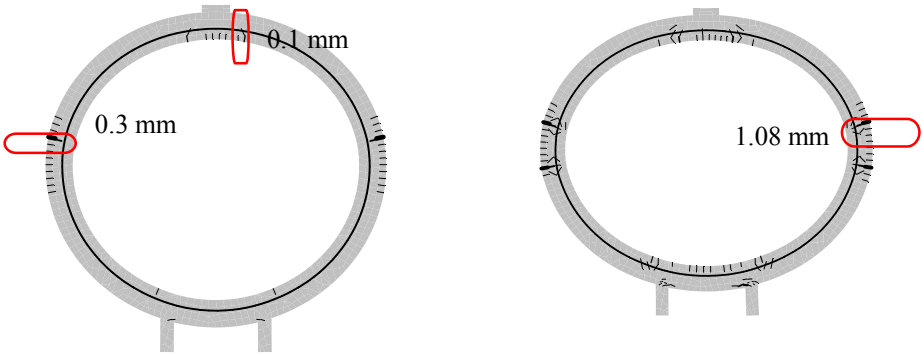


Fig. 8. Development of scratches and deformation depending on the applied load, a) the first cracks at the point A, force F = 53.55 kN/m, b) the first cracks at the point B, force F = 56.5 kN/m, c) the crack width of 0.3 mm at the point B, force F = 68.7 kN/m, d) failure, the crack width above 1 mm, force F = 132 kN/m

Rys. 8. Rozwój zarysowań i odkształceń zależnie od przyłożonego obciążenia, a) pierwsze pęknięcia w punkcie A, siła F = 53.55 kN/m, b) pierwsze pęknięcia w punkcie B, siła F = 56.5 kN/m, c) rysa szerokości 0.3 mm w punkcie B, siła F = 68.7 kN/m, d) zniszczenie, rysy szerokości większej niż 1 mm, siła F = 132 kN/m

The development of scratches obtained through the experimental test is analogous to that obtained using the numerical model. The load mean for cracks of the width of 0.3 mm obtained from the experimental test are larger about 8 % in comparison with the numerical analysis.

Summing up the performed numerical analysis and experimental test results, the relationship between the geometric dimensions of the pipes and their load capacity can be noticed.

Analytically determined tensile strength of concrete taking into account the impact of the relative curvature of the pipe cross-section is almost 65% large as proposed in EN-1992-1-1 and Model Code 2010

The conducted experimental test indicate that the concrete tensile strength for the tested elements was higher than adopted. This resulted in a greater resistance of the cracking for the test elements.

As demonstrated by the analysis, the correct specification of the concrete tensile strength in crushing, taking into account the effect of curvature of the cross-section is important for the optimal design of pipe elements.

Bibliography

[1] Bazant Z. P, Cao Z., "Size effect in brittle failure of unreinforced pipes". Report 85-2/679s. Center for Concrete and Geometrials, Northwestern Unive., Evanstone, Illinois 1985.

[2] Crisfield M.A , Non-linear Finite Element Analysis of Solid and Structures, John Wile& Soons,INC, England, 1997.

[3] Červenka V., Jendele L., Červenka J., "ATENA Program Documentation- Theory", Prague, September 19, 2014.

[4] Wallbrink C.D, Peng D., Jones R., "Assessment of partly circumferential cracks in pipe", International Journal of Fracture , May 2005, Volume 133, Issue 2,

[5] Woliński Sz., "Tensile Behaviour of Concrete and Their Applications in Nonlinear Fracture Mechanics of Concrete" Zeszyty Naukowe PRz, Rzeszów 1991(in polish).

[6] EN- 206:2013 Concrete. Specification, performance, production and conformity,

[7] EN-1916:2005/AC Concrete pipes and fittings unreinforced, steel fibre and reinforced

[8] CEB-FIP Model Code 2010, Bulletin d'Information

ANALIZA DOŚWIADCZALNA I NUMERYCZNA PĘKNIĘĆ W RURACH ŻELBETOWYCH

S t r e s z c z e n i e

Artykuł przedstawia analizę pęknięć w strefie rozciąganej betonu w żelbetowych rurach poddanych zgniataniu. Wytrzymałość na rozciąganie, w przypadku zgniatania elementów o dużej krzywiźnie względnej, różni się znacznie w stosunku do wytrzymałości elementów niezakrzywionych. Bieżący stan badań wskazuje, że jedyne metoda nieliniowej mechaniki pękania daje zadawalającą zbieżność między wynikami obliczeń a badaniami doświadczalnymi i pozwala na poprawne zestawienie wpływu podstawowych parametrów spękanego betonu i wymiarów geometrycznych na nośność zgniatanej rury betonowej. Otrzymanie zgodności wyników badań doświadczalnych i analiz liczbowych jest wciąż bardzo skomplikowaną kwestią. Artykuł prezentuje wyniki badań doświadczalnych przeprowadzonych na trzech rurach żelbetowych i model numeryczny badanych elementów rurowych wykonany w programie ATENA. Jako materiałowy model betonu wykorzystano, proponowany przez program ATENA, model materiałowy "SBETA". Numeryczne analizy pęknięć zostały porównane z wynikami badań doświadczalnych. Obserwacje prowadzone podczas badań doświadczalnych wskazują,

że wytrzymałość betonu na rozciąganie w analizowanych elementach była wyższa niż przyjęta w modelu numerycznym. Skutkowało to zwiększoną wytrzymałością ze względu na zarysowanie badanych elementów.

Słowa kluczowe: żelbet, rury, pękanie, zgniatanie, wytrzymałość na rozciąganie

Przesłano do redakcji:8.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.140

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 75-81

Julia CIGASOVA[1]
Nadezda STEVULOVA[2]
Alena SICAKOVA[3]

NEW BIOCOMPOSITES BASED ON HEMP HURDS

The development in the field of building materials tending to biocomposites made from natural resources is increasing worldwide. Natural fibre-reinforced composites are attractive due to their environmental and economic advantages. Natural fibres such as kenaf, jute, hemp and sisal are combined with inorganic matrix (based on conventional and/or non conventional material) in biocomposites for their application in building industry. A great importance in Europe has technical hemp as sustainable and fast renewable resource of lignocellulosic fibres with high specific strength, which can be utilized as filler/reinforcement material in composites.
This paper presents the results obtained from an experimental study of the mechanical and physical properties of biocomposites prepared with Portland cement as a binder and chemically treated and untreated hemp hurds as a filling agent.

Keywords: lignocellulose fibres, lightweight composites, surface treatment, mechanical properties, physical properties

1. Introduction

Agriculture offers a broad range of commodities materials. Plant-based materials have been used traditionally for food and feed, however, renewable biomaterials can be used for both bioenergy and bioproducts and are a possible alternative to synthetic products. In recent years, there has been a resurgence of interest for the use of renewable materials such as plant fibres, also called ‘‘lignocel-

[1] Author for correspondence: Julia Cigasova, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 04200, Kosice, +421556024278, julia.cigasova@tuke.

[2] Nadezda Stevulova, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 04200, Kosice, +421556024126, nadezda.stevulova@tuke.

[3] Alena Sicakova, Technical University of Kosice, Faculty of Civil Engineering, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 04200, Kosice, +421556024126, alena.sicakova@tuke.

lulosic fibres'', due to increasing environmental concerns along with the unique characteristics of these fibres. These include abundant availability, renewability, biodegradability, as well as reduced weight, increased flexibility, greater moldability, reduced cost and sound insulation. Lignocellulosic fibres if compared with today's most used synthetic fibres offer the advantage of lesser health hazards and of course lower cost. Agricultural crops' residues and lignocellulose waste materials can be avaluable source of lignocellulosic fibres, which can be used to reinforce lightweight composites. Biocomposites have future commercial application that would unlock the potential of these underutilized renewable materials and provide a nonfood-based market for agricultural industry [1].

Fibrous hemp is a plant that easily adapts to new vegetation conditions and is characterized by a rich diversity of forms. It is a phytosanitary plant and therefore it can be introduced into each crop rotation, practically after any plant. Hemp generates about 10-15 tons of biomass per hectare. 1 ha of hemp absorbs about 2.5 tons CO_2, which results in a significant reduction of greenhouse effect [2]. The most essential advantage of hemp as an energetic raw material, compared to fossil fuels, is a considerable reduction of CO_2 emission to the atmosphere. Carbon dioxide emitted during biomass combustion is absorbed in the process of photosynthesis and utilized for plant growth in the process of vegetation.

Although there are some studies on hemp hurds use into lightweight composites since the beginning of the nineties of the last century, there are still many gaps in knowledge of these new building materials. In order to stimulate their commercial production, the research must lead to a deeper understanding structure and interface between fibrous fraction and matrix particles forming composite. It enables to construct sustainable buildings (new buildings or existing buildings renovation) where hemp hurds is used as filling/reinforcing material in a load-bearing structure. This new building material so called ''hemp concrete'' allows to reduce very significantly the ecological footprint of materials in the building due to storage of approximately 35 kg of CO_2 per square meter of wall built with a thickness of 25 cm over 100 years [3].

The scope of our previous paper was to study the influence of filler and binders volume portion [4] and milling condition of alternative binder component on selected properties of hemp-composites. The mean particle length of hemp hurds, chemical composition changed by treatment and binder nature as the most important parameters controlling the mechanical properties of composites were investigated [5-7].

The objective of this work is to process initial and chemically treated hemp hurds in order to evaluate and compare their application suitability into cement-based composite.

2. Materials and Methods

2.1. Raw materials

2.1.1. Filler

Hemp is an annual plant which provides two materials used in civil engineering: hemp hurds (fibrous fraction from the inner woody core) and hemp fibres (bast fibres).

The original material studied in this paper is hemp hurds coming from the Netherlands Company Hempflax. Used hemp hurds had wide particle length distribution of particles (8-0.063 mm). The mean particle length was calculated to 1.94 mm. Bulk density of hemp material was 117.5 kg•m^{-3}. Average moisture content of used hemp hurds was determined by weighing the sample before and after drying in an oven at 70°C until a constant moisture content; 10.78%.

The second sample used in experiment was hemp hurds chemically modified in alkaline environment. Dried original hemp hurds were soaked in 1.6 M NaOH solution during 48 h and then neutralized by 1% vol. acetic acid. Hemp hurds were then washed with water until the pH value was 7.

2.1.2. Binder

Conventional binder Portland cement CEM I 42.5 N was used for the preparation of composites. Characteristic properties of cement are in Table 1.

Table 1. Characteristic properties of used cement

Tabela 1. Charakterystyczne właściwości użytego cementu

Portland cement CEM I 42,5 N			
density (kg/m^3)	*specific surface area (m^2/g)*	*mean particle size (μm)*	*compressive strength after 28 days of hardened (MPa)*
3050	*0.610*	*29.90*	*52.1 ± 1.3*

2.2. Specimens preparation

The fresh mixtures for preparation of composites consisted of 40 vol. % of hemp hurds (modified or unmodified), 29 vol. % of binder and 31 vol. % of water. For preparation of composite specimens, the standard steel cube forms with dimensions 100mm x 100mm x 100mm were used. The specimens were cured for 2 days in the indoor climate at approximately +18°C and then removed from the moulds. After that time, the specimens were wrapped in a polyethylene foil during 28 and 60 days.

2.3. Methods

For hardened composites, following properties were measured: the density, thermal conductivity coefficient, compressive strength and water absorption. Density was determined in accordance with standard STN EN 12390-7 [8]. The thermal conductivity coefficient of samples, as the main parameter of heat transport was measured by the commercial device ISOMET 104 (AP Germany). The measurement is based on the analysis of the temperature response of the studied material to heat flow impulses. The heat flow is induced by electrical heating using a resistor heater having direct thermal contact with the surface of the sample. Compressive strength of all composites was determined using the instrument ADR ELE 2000 (Ele International Limited, United Kingdom). Water absorption (after one hour in indoor climate) was specified in accordance with the standard STN EN 12087/A1 [9].

3. Results and Discussion

During the laboratory study, physical and mechanical properties of composites based on chemically treated (alkalization) hemp hurds were compared to referential composite with initial (unmodified) hemp hurds. Changes in water absorption, thermal conductivity coefficient and compressive strength values of composites with chemically modified hemp hurds in comparison to referential composites after 28 and 60 days of hardening are shown in Table 2.

Table 2. Characteristic of physical and mechanical properties of 28 and 60 days hardened composites

Tabela 2. Charakterystyczne fizyczne i mechaniczne własności stwardniałego kompozytu po 28 i 60 dniach

sample	*hardening time (days)*	*water absorption (%)*	*thermal conductivity coefficient ($W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$)*	*density (kg/m^3)*	*compressive strength (MPa)*
referential	*28*	*13.96*	*0.380*	*1557*	*6.87*
modified		*9.26*	*0.350*	*1616*	*6.98*
referential	*60*	*13.20*	*0.206*	*1527*	*6.67*
modified		*10.20*	*0.320*	*1581*	*11.90*

The obtained results indicate that alkaline treatment of hemp hurds influences the properties of composites. One of the recorded concequences of chemical modification of organic filler is decrease in its hydrophility. Values of water content of 28 and 60 days hardened specimens with modified hemp hurds are lower by 23 and 34 wt.% than the those of referential composites. This is the result of the lower porosity due to better interfacial bonding between the organic filler and inorganic matrix. Measurements show that values of thermal conductivity coefficient are in the range 0.206-0.380 $W/m^{-1} \cdot K^{-1}$.

These conductivity values of hemp hurds cement-based composites are higher in comparison to MgO-cement based composites [10]. The influence of chemical treatment of hemp hurds on values of thermal conductivity coefficient was not confirmed. Density of monitored samples ranged 1527-1616 kg/m^3. As shown in Tble 2, composites based on chemicaly modified hemp hurds had a slightly higher density values in comparison to composites based on unmodified hemp hurds after 28 and 60 days of hardening. Higher values of compressive strength were determined for samples with treated hemp hurds too. This is accordance with [11], where chemical modification of hemp hurds led to cleaning the surface repulped of hurds slices and improvement of the adhesion between the fibers and inorganic matrix. The study of hemp hurds properties after alkaline treatment in [5] confirmed changes in defibrillation of bundles, chemical and phase composition, cellulose crystallinity and degree of cellulose polymerization. Compressive strength values of composites increase with increasing hardening time, as shown in Table 2. 60 days hardened sample based on chemically modified hemp hurds reaches the highest value of compressive strenght of 11.9 MPa that could be considered to be sufficient for the load bearing material [12].

4. Conclusion

This paper evaluates the technical importat parameters of novel lightweight biocomposites based on hemp hurds (unmodified and chemically modified in NaOH) and cement matrix. Based on the results of this study, the following conclusions can be drawn:

- water contents of 28 and 60 days hardened composites with alkaline treated of hemp hurds slices were almost a quarter to a third lower in comparison to those of untreated ones due to the lower porosity of composites associated with better interfacial bonding between the organic filler and inorganic matrix
- density and compressive strength values of 28 and 60 days of hardened composites with alkaline treated hemp hurds slices were higher as compared to referential specimens, due to an improvement of the compactibility of cement particles with hemp hurds surface and forming the denser and compacter structure of composite
- the influence of chemical treatment of hemp hurds on values of thermal conductivity coefficient was not confirmed.

Acknowledgements
The authors are grateful to the Slovak Grant Agency for financial support of the project VEGA1/0277/15.

Bibliography

[1] Merkel K., Rydarowski H., Kazimierczak J., Bloda A. Processing and characterization of reinforced polyethylene composites made with lignocellulosic fibres isolated from waste plant biomass such as hemp. Composites: Part B, Vol.67, pp. 138–144, 2014.

[2] IWN Poradnik plantatora lnu i konopii. Hemp grower's handbook (in Polish), Collective work. PWRiL, Poznan, pp. 11, 1994.

[3] Boutin MP., Flamin C., Quinton S., Gosse G. Analyse du cycle de vie de: Compounds thermoplastiques chargés fibres de chanvre et Mur en béton de chanvre banché sur ossature en bois. Technical report, INRA Lille, 2005.

[4] Kidalova L., Stevulova N., Terpakova E., Sicakova A. Utilization of alternative materials in lightweight composites. Journal of Cleaner Production. Vol. 34, No. 1, pp. 116-119, 2012.

[5] Stevulova N., Cigasova J., Estokova A., Terpakova E., Geffert A., Kacik F., Singovszka E., Holub M. Properties Characterization of Chemically Modified Hemp Hurds. Materials. Vol. 7, No. 12, pp. 8131-8150, 2014.

[6] Cigasova J., Stevulova N., Junak J. Properties monitoring of fibrous composites based on hemp hurds with different mean particle size. Pollack Periodica. Vol. 8, No. 2, pp. 41-46, 2013.

[7] Cigasova J., Stevulova N., Terpakova E., Junak J., Sicakova A. Investigation of composites properties prepared by using hemp hurds and alternative binders. CEST 2013 : Proceedings of the 13th International Conference on Environmental Science and Technology, 5 - 7 September 2013, Athens, Greece, pp. 1-7, 2013.

[8] STN EN 12390-7: 2011 Testing hardened concrete, Part 7, Density of hardened concrete.

[9] STN EN 12087/A1: 2007 Thermal insulating products for building applications. Determination of long term water absorption by immersion.

[10] Stevulova N., Schwarzova I. Changes in the Properties of Composites Caused by Chemical Treatment of Hemp Hurds. International Journal of Chemical, Nuclear, Metallurgical and Material Engineering. Vol. 8, No. 5, pp. 388-392, 2014.

[11] Le Troedec M., Peyratout CS., Smith A., Chotard T. Influence of various chemical treatments on the interactions between hemp fibres and a lime matrix. J Eur Ceram Soc. Vol. 29, pp. 1861-1868, 2009.

[12] de Bruijn PB., Jeppssona KH., Sandinb K., Nilssona Ch. Mechanical properties of lime–hemp concrete containing shives and fibres. Biosystems Engineering, Vol. 103, pp. 474-479, 2009.

NOWE BIOKOMPOZYTY NA BAZIE WŁÓKIEN KONOPNYCH

S t r e s z c z e n i e

Trendy rozwoju w dziedzinie materiałów budowlanych skłaniają się w stronę biokompozytów z zastosowaniem materiałów odnawialnych. Kompozyty wzmacniane włóknami naturalnymi są atrakcyjne z powodu ich zalet uwzględniających ekologiczne i ekonomiczne aspekty. Biokompozyty przeznaczone do zastosowań w budownictwie, składają się z naturalnych włókien, takich jak ketmia konopiowata, juta, konopie czy agawa są związane z matrycą nieorganiczną (opartą na konwencjonalnych i/lub niekonwencjonalnych materiałach). Ogromne znaczenie w Europie mają konopie techniczne jako ekologiczny i szybko odnawialny zasób włókien lignocelulozowych o wysokiej wytrzymałości, które mogą być wykorzystywane jako wypełniacz i materiał zbrojący w kompozytach.

Artykuł prezentuje wyniki badań doświadczalnych właściwości mechanicznych i fizycznych biokompozytów przygotowanych na bazie cementu portlandzkiego jako spoiwo, oraz włókien konopnych nie modyfikowanych i modyfikowanych chemicznie jako wypełniacz.

Słowa kluczowe: włókna lignocelulozowe, kompozyty lekkie, obróbka powierzchniowa, własności mechaniczne, właściwości fizyczne

Przesłano do redakcji:8.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.141

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 83-104

Adam DOSKOCZ[1]

BADANIE DOKŁADNOŚCI OPRACOWANIA SYTUACYJNEGO WIELKOSKALOWYCH MAP CYFROWYCH

W związku z tym, że współczesne bazy danych map wielkoskalowych gromadzą dane pozyskane różnymi technologiami ocena dokładności tych baz nastręcza pewnych trudności. W pracy przedstawiono zagadnienie oceny dokładności opracowania sytuacyjnego wielkoskalowych map cyfrowych. Na wstępnie odniesiono się do klasycznie stosowanych ocen, a następnie omówiono odporną metodę oceny dokładności map. Zaproponowana metoda opiera się na przeskalowanym odchyleniu medianowym, które jest niewrażliwe na wpływ błędów o wielkościach odstających i grubych. Powyższy fakt oraz możliwości sformułowania procedur automatyzacji oceny dokładności opracowania sytuacyjnego map wielkoskalowych pozwala uważać odporną metodę za właściwe rozwiązanie problemu oceny dokładności map. W przeprowadzonych wcześniej badaniach stwierdzono brak zgodności rozkładu błędów położenia punktów z rozkładem normalnym i innymi teoretycznymi rozkładami. Natomiast po zastosowaniu metody najmniejszych odchyleń absolutnych uzyskano stabilną ocenę środka zgrupowania analizowanych zbiorów błędów położenia punktów kontrolnych. W niniejszej pracy wyznaczono medianę, poprzez którą oszacowano wielkości błędu położenia (m_P) punktów kontrolnych dla poszczególnych fragmentów mapy i dla całości ocenionej bazy danych. Oszacowano odporny m_P z uwzględnieniem wszystkich punktów kontrolnych wyznaczonych na badanym obiekcie (wraz z punktami wykazującymi odstające odchyłki położenia i błędy grube). Stwierdzono, że wielkość m_P dla ocenionych map wynosi: w przypadku mapy wykonanej z pomiarów tachimetrem elektronicznym 0.051±0.004 m, w zakresie mapy opracowanej z operatów wcześniejszych pomiarów terenowych 0.135±0.007 m, odnośnie zbioru danych sytuacyjnych pozyskanych poprzez manualną wektoryzację rastrowego obrazu ortofotomapy 0.231±0.015 m, natomiast w przypadku mapy opracowanej z danych pozyskanych z wektoryzacji zeskanowanych map analogowych 0.303±0.012 m, a po przetransformowaniu tychże danych wektorowych do układu PL-2000 wielkość błędu położenia punktu zmalała i wyniosła 0.195 ± 0.045 m.

Słowa kluczowe: punkty kontrolne, błędy o wielkościach odstających, błędy grube, odporna metoda oceny dokładności, sytuacyjna mapa wielkoskalowa

[1] Autor do korespondencji: Adam Doskocz, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, ul. Jana Heweliusza 12, 10-724 Olsztyn, tel. 89 523 48 78, adam.doskocz@uwm.edu.pl

1. Wprowadzenie

We współczesnych bazach danych map wielkoskalowych w Polsce zgromadzone są dane pozyskane różnymi technologiami na przestrzeni kilkudziesięciu lat, a rozkłady błędów stwierdzonych na punktach kontrolnych nie wykazują zgodności z rozkładem normalnym i z innymi teoretycznymi modelami błędów [15, 17]. W związku z tym, w badaniach dokładności opracowania sytuacyjnego wielkoskalowych map cyfrowych – obok klasycznej oceny dokładności w nawiązaniu do obowiązującego standardu dokładności opracowania sytuacyjnego (0.3 mm w skali mapy) oraz przeprowadzenia analiz zgromadzonych zbiorów błędów współrzędnych kontrolnie pomierzonych szczegółów sytuacyjnych I grupy dokładnościowej – zaproponowano metodykę badawczą [19]. Mianowicie, wykonano weryfikację hipotez dotyczących rozkładów błędów i ustalono równania empiryczne ich dystrybuant oraz zastosowano metody statystyki nieparametrycznej i metody odporne na występowanie elementów odstających w rozważanych zbiorach błędów punktów kontrolnych. W zrealizowanych pracach badawczych wyznaczono także asymptotyczne przedziały ufności średniego błędu położenia punktu sytuacyjnego na terenie poszczególnych obiektów kontrolnych. W oszacowaniu których ważne jest zapewnienie odpowiedniej liczności zbiorów oraz istotnym jest fakt wystąpienia elementów odstających. Należy podkreślić, że asymptotyczne przedziały ufności i średnia z próby, odgrywająca w tym przypadku kluczową rolę, są bardzo wrażliwe na obserwacje odstające. Dlatego nieodzowne było zastosowanie w analizach także alternatywnych metod statystycznych, wywodzących się z nurtu statystyki nieparametrycznej. Ponadto wiadomo (np. [30]), że cechy zgodności, nieobciążoności i efektywności powszechnie stosowanych estymatorów wyznaczanych metodą najmniejszych kwadratów nie są spełnione (tracą sens) – w przypadku rozkładów prawdopodobieństwa analizowanych błędów nie posiadających skończonych wartości oczekiwanych lub wariancji. Zgodnie z literaturą przedmiotu [33], także K.F. Gauss nie był przekonany co do optymalności opracowanej przez siebie zasady najmniejszych kwadratów. Uważał ją jednak za najlepszą, na współczesne sobie czasy, pod względem rachunkowym – rozpatrywał także alternatywną zasadę najmniejszych modułów.

Odnośnie zagadnienia oceny dokładności opracowania sytuacyjnego wielkoskalowych map cyfrowych, stwierdzono często znaczne i dość nieprzewidywalne wielkości błędów położenia punktów kontrolnych. W tej sytuacji lepsze wyniki dały zastosowane niestandardowe metody estymacji, w których wykorzystywane są informacje w zakresie wyznaczonych *a posteriori* prawdopodobieństw lub funkcji gęstości prawdopodobieństw wystąpienia błędów. Związane jest z tym zagadnienie estymatorów optymalnych w sensie prawdopodobieństw stwierdzonych *a posteriori*. Cechy optymalizacji estymacji wykazuje zaprezentowana w niniejszej pracy ocena dokładności metodą najmniejszych modułów (nazywana także metodą najmniejszych odchyleń absolutnych). Metoda naj-

mniejszych odchyleń absolutnych jest metodą odporną opartą na przeskalowanym odchyleniu medianowym. Odchylenie medianowe obliczono dla całości zbioru punktów kontrolnych, gdyż jest niewrażliwe na wpływ błędów o wielkościach odstających i grubych. Odchylenie oznacza przedział możliwych wartości (rozproszenie) oszacowanego błędu położenia punktu (wokół jego wartości oczekiwanej).

W literaturze przedmiotu (np. [49]) wskazuje się, iż dokładność danych stanowi istotny element racjonalnie tworzonych systemów informacji geograficznej. Ponadto, autorzy opracowań cyfrowych oraz krąg ich użytkowników powinni wiedzieć jakiej dokładności opracowaniami dysponują oraz do realizacji jakich zadań mogą być one zastosowane. Jak wiadomo, jest to ważne w zakresie modernizacji i utrzymania odpowiedniej jakości państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego, a także w związku z aktualnie zachodzącymi przeobrażeniami dotyczącymi zasobu map wielkoskalowych i ich konwersji do państwowego układu współrzędnych geodezyjnych PL-2000.

2. Badane mapy cyfrowe

Badania dokładności opracowania sytuacyjnego map wielkoskalowych przeprowadzono na mapach cyfrowych obejmujących tereny zurbanizowane. Analizowane zbiory empiryczne zawierają szczegóły sytuacyjne I grupy dokładnościowej stanowiące zasadniczo trzy rodzaje szczegółów: punkty załamania konturów budynków (narożniki budynków), punkty załamania granic działek ewidencyjnych (graniczniki) i punkty armatury uzbrojenia naziemnego terenu (środki geometryczne pokryw studzienek). W badaniach uwzględniono cztery metody wyznaczenia położenia sytuacyjnego szczegółów (główne metody w ramach możliwych metod pozyskania danych, rys. 1).

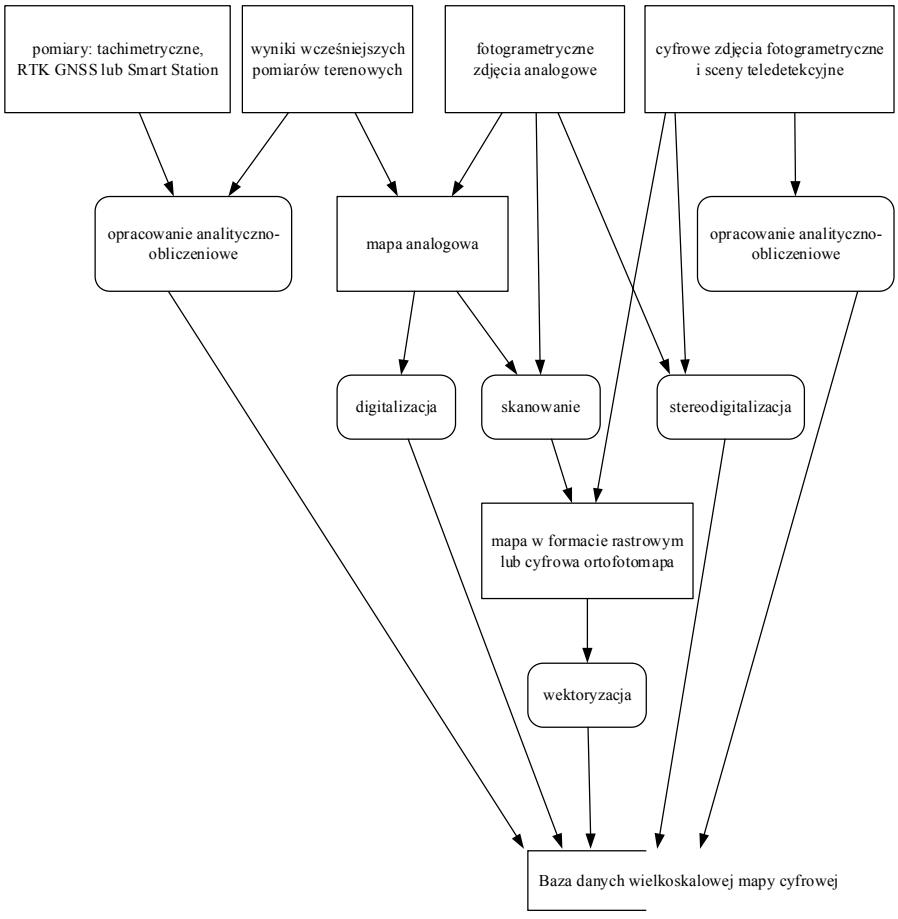
Metoda A – według której opracowano bazę danych mapy sytuacyjnej (obiekt A), współrzędne szczegółów terenowych wyznaczono z pomiarów tachimetrem elektronicznym wykonanych w roku 1995 (obiekt A-1, którym jest fragment mapy b. ART w Olsztynie z obszaru tzw. Kortowa I) i w roku 1996 (obiekt A-2, którym jest fragment mapy b. ART w Olsztynie z obszaru tzw. Kortowa II i III). Analizowany zbiór empiryczny A łącznie liczy 484 punkty kontrolne.

Metoda B – według której opracowano bazę danych mapy (obiekt B, którym jest mapa zasadnicza miasta Zielona Góra), współrzędne szczegółów I grupy pozyskano z istniejących wyników pomiarów sytuacyjnych zrealizowanych w latach 1974-99 głównie metodą domiarów prostokątnych, a w ostatnim okresie metodą biegunową z zastosowaniem tachimetru elektronicznego. Analizowany zbiór empiryczny B liczy 1636 punktów kontrolnych.

Metoda C – w której, współrzędne określające sytuacyjne położenie punktów kontrolnych na rastrowym obrazie ortofotomapy (obiekt C) wyznaczono w wyniku manualnej wektoryzacji tych punktów. W badaniach uwzględniono dwa zbiory punktów kontrolnych, jednolity zbiór punktów wyznaczających położe-

nie środków geometrycznych pokryw studzienek na rastrowym obrazie ortofotomapy (obiekt C-I, który stanowi ortofotomapa miasta Olsztyn) oraz zbiór szczegółów sytuacyjnych I grupy o różnej dokładności identyfikacji na rastrowym obrazie ortofotomapy (obiekt C-II, który stanowi ortofotomapa miasta Zielona Góra), a wśród nich m.in.: studzienki, narożniki budynków, punkty załamań linii krawężnika, różne słupy i inne elementy trwałej infrastruktury. Analizowany zbiór empiryczny C łącznie zawiera 773 punkty kontrolne.

Metoda D – według której opracowano bazę danych mapy (obiekt D, którym jest mapa zasadnicza miasta Olsztyn), współrzędne szczegółów I grupy pozyskano metodą przetwarzania graficzno-numerycznego (w technologii wektoryzacji poprzedzonej skanowaniem map analogowych). Analizowany zbiór empiryczny D liczy 2287 punktów kontrolnych.



Rys. 1. Metody pozyskiwania danych sytuacyjnych do bazy mapy wielkoskalowej [19]

Fig. 1. Methods of the situational data acquisition for database of large-scale map [19]

Badano także fragment bazy mapy opracowanej z danych sytuacyjnych, których położenie uzyskano poprzez transformację współrzędnych do PL-2000 wcześniej wyznaczonych w układzie lokalnym m. Olsztyn na podstawie wektoryzacji zeskanowanych map analogowych (obiekt kontrolny D-2000). Analizowany zbiór D-2000 liczy 103 punkty kontrolne zlokalizowane w Kortowie I i II.

Współrzędne analizowanych szczegółów sytuacyjnych wyznaczonych metodą A, B i D uzyskano w formie wykazów tekstowych bądź raportów z bazy danych ocenianych map. W przypadku metody C wykaz współrzędnych sporządzono poprzez zapis do pliku wyników manualnej wektoryzacji rastrowego obrazu ortofotomapy (wyników tzw. *monoplotingu*), zgromadzonych na nowo utworzonej wektorowej warstwie mapy. Natomiast wzorcowe współrzędne punktów kontrolnych wyznaczono poprzez nowe pomiary bezpośrednie tachimetrem elektronicznym. Zasadnicza część pomiarów kontrolnych zawierała obserwacje nadliczbowe. Po wyrównaniu ścisłym wyników pomiarów i ocenie ich dokładności stwierdzono, że punkty kontrolne zostały wyznaczone z dokładnością $m_P < 0.03$ m [10]. W ramach prac badawczych zrealizowanych przez autora niniejszej pracy, obok pomiarów kontrolnych wykonywanych tachimetrem elektronicznym, zweryfikowano również możliwości zastosowania technologii Smart Station w pomiarach kontrolnych z wykorzystaniem systemów GNSS [19].

W przypadku danych pozyskanych metodą A, punkty kontrolne stanowiły szczegóły I grupy dokładnościowej pomierzone dwukrotnie tym samym zestawem pomiarowym (tachimetr elektroniczny – pryzmat zwrotny) w nawiązaniu do osnowy szczegółowej zrealizowanej w technologii odtwarzalnej (*www.osnowy.pl*). Osnowa szczegółowa charakteryzowała się wysoką jednorodną dokładnością, średni błąd położenia punktu nie przekroczył 0.03 m. Natomiast osnowa pomiarowa ściśle wyrównana charakteryzowała się średnim błędem położenia punktu nie większym niż 0.04 m [9]. Punkty kontrolne pozyskano z 20. operatów pomiarowych opracowanych w ramach zajęć ćwiczeń terenowych (praktyk studenckich z lat 1995-1996).

3. Podstawy oceny dokładności opracowania sytuacyjnego map wielkoskalowych

Wyniki dotychczasowych badań wskazują, że zastosowanie danych sytuacyjnych pozyskanych różnymi metodami skutkuje opracowywaniem baz danych map wielkoskalowych znacznie zróżnicowanych dokładnościowo [11]. To z kolei jest czynnikiem limitującym ich wykorzystanie w realizacji szeroko pojętych przedsięwzięć gospodarczych [37, 24, 63, 16].

Pozyskanie informacji z bazy danych mapy cyfrowej jest procesem nie wnoszącym błędów, gdyż inżynierskie wykorzystanie mapy cyfrowej opiera się na zastosowaniu metod analityczno-numerycznych [34]. W zakresie treści sytuacyj-

nej mapy jest to realizowane poprzez jednoznacznie określone współrzędne obiektów. Zauważyć jednak należy, że korzystając z błędnych danych nie możemy uzyskać wartościowych wyników naszych działań. W literaturze wskazuje się [51], że w przypadku jakości danych cyfrowych należy pamiętać o zasadzie „wprowadź śmiecie, otrzymasz śmiecie" (ang. GIGO, *Garbage In, Garbage Out*). Dość powszechnie w literaturze przedmiotu akcentowany jest również wpływ dokładności danych przestrzennych na rezultaty wykonywanych zadań i procesów gospodarczych, w tym na procesy decyzyjne realizowane w systemach informacji geograficznej [5, 25, 6].

3.1. Ocena dokładności w nawiązaniu do standardu technicznego mapy

Zgodnie ze standardami technicznymi dotyczącymi klasycznego opracowywania mapy, graficzna dokładność mapy jest charakteryzowana najmniejszym odcinkiem – wynoszącym 0.1 mm w skali mapy – który może rozróżnić nieuzbrojone oko ludzkie. W przypadku mapy analogowej w skali 1:500 wynosi ona 0.05 m. W zakresie dokładności opracowania sytuacyjnego mapy niegdyś obowiązująca Instrukcja techniczna O-2 określała, że błąd położenia szczegółu sytuacyjnego I grupy dokładnościowej na pierworysie mapy analogowej (tożsamej z wyplotowaną prezentacją graficzną mapy cyfrowej) nie powinien przekroczyć 0.3 mm (w skali mapy) względem najbliższych punktów osnowy geodezyjnej – co w przypadku mapy w skali 1:500 oznacza błąd nie większy niż 0.15 m. Jednocześnie, zgodnie z wymogami wcześniejszego standardu technicznego Instrukcji G-4 i obecnie obowiązującego Rozporządzenia [47], położenie szczegółów sytuacyjnych I grupy dokładnościowej należy wyznaczać z dokładnością nie mniejszą niż 0.10 m względem najbliższych elementów poziomej osnowy geodezyjnej.
Przedstawione trzy charakterystyki dokładnościowe (dokładność graficzna mapy 0.05 m, dokładność pomiarów sytuacyjnych 0.10 m, dokładność opracowania sytuacyjnego mapy 0.15 m) mogły funkcjonować w (minionej) dobie tradycyjnego opracowywania map wielkoskalowych. Jednakże obecnie, gdy wyniki prac geodezyjnych (a w szczególności bezpośrednich pomiarów terenowych) zasilają bazę danych mapy cyfrowej, ten stan rzeczy nie powinien być akceptowany. Z uwagi na fakt, że dane gromadzone w bazie mapy cyfrowej przechowywane są w skali 1:1 ich dokładność powinna odzwierciedlać dokładność metod ich pozyskania.

3.2. Wykorzystanie dystrybuanty empirycznej rozkładu błędów położenia punktów kontrolnych

Odpowiednia jakość produktu powinna oznaczać zapewnienie obecnych i przyszłych oczekiwań jego użytkowników [22]. Jak wiadomo [23], podstawowymi cechami opisującymi jakość danych przestrzennych są: genealogia, dokładność, kompletność, zgodność i aktualność. Powszechnie znana jest opi-

nia, że zgromadzone dane powinny być kompletne, zgodne i aktualne w stopniu maksymalnym z możliwych. Znaczenie dokładności zgromadzonych danych nie zawsze jest dostrzegane. Należy jednak pamiętać, że dokładność bazy danych mapy cyfrowej jest bardzo ważna, gdyż jest kluczowym atrybutem w procesie integracji danych geograficznych i ich interoperacyjności w procesie budowy infrastruktury danych przestrzennych [46].

Zasadniczym problemem dotyczącym kontroli i oceny dokładności opracowań geodezyjno-kartograficznych jest wyznaczenie prawdopodobieństwa nieprzekroczenia wielkości dopuszczalnych odchyłek i błędów granicznych. Wiąże się to z przyjęciem funkcji gęstości prawdopodobieństwa charakteryzujących rozkład rozpatrywanych zbiorów błędów. W przypadku zgodności rozkładu empirycznego z rozkładem normalnym, wiarygodność oceny dokładności obiektów kontrolnych można określić przy zastosowaniu wartości granicznych równych wielokrotności około 3 lub 2 bądź też 1 odchylenia standardowego (lub jego estymatora, tj. błędu średniego). Oznacza to prawdopodobieństwo nie przekroczenia wielkości tych błędów odpowiednio – 0.997 lub 0.955 bądź 0.683.

W konwencjonalnych analizach dokładności rozpatruje się odchyłki (błędy) nie przekraczające pewnych ustalonych wielkości. Jednakże zgodnie z przyjętą klasyczną teorią błędów pomiarów geodezyjnych (np. [2]), możliwe są także większe rozbieżności w opracowaniach geodezyjno-kartograficznych (tab. 1):

Tabela 1. Prawdopodobieństwo nie przekroczenia krotności odchylenia standardowego w przypadku zmiennej o rozkładzie normalnym

Table 1. The probability of not exceed many times the standard deviation for normally distributed variable

γ (P. $\varepsilon \in \langle -k\sigma, k\sigma \rangle$)	0.383	0.683	0.954	0.997	0.999	≈1
k	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	4.5

W trakcie prac badawczych ustalono empiryczne dystrybuanty rozkładu błędów położenia punktów kontrolnych w ramach baz danych ocenianych map cyfrowych. W tabeli 2 przedstawiono modele analityczne poszukiwanych dystrybuant empirycznych wraz ze wskaźnikiem determinacji (R^2) stanowiącym ocenę stopnia zgodności modelu z danymi empirycznymi.

Tabela 2. Równania wielomianów stanowiących modele poszukiwanych dystrybuant empirycznych rozkładu błędów położenia punktów wraz z ich oceną

Table 2. Polynomial equations which there are models empirical cumulative distribution functions of errors of points position and their assessments

Obiekt A $y = -133.6x^6 + 430.82x^5 - 546.41x^4 + 344.6x^3 - 112.29x^2 + 17.668x - 0.0564$ $(R^2 = 0.9935)$	Obiekt C $y = -7.7877x^5 + 24.352x^4 - 25.377x^3 + 8.2133x^2 + 1.649x - 0.0281$ $(R^2 = 0.999)$
Obiekt B $y = -0.001x^6 + 0.0304x^5 - 0.3157x^4 + 1.4537x^3 - 3.0851x^2 + 2.7409x + 0.2082$ $(R^2 = 0.8916)$	Obiekt D $y = 0.029x^5 - 0.353x^4 + 1.5787x^3 - 3.2609x^2 + 3.1186x - 0.123$ $(R^2 = 0.9935)$
Obiekt D-2000 $y = 34.713x^5 - 76.707x^4 + 64.661x^3 - 27.775x^2 + 7.3733x - 0.1718$ $(R^2 = 0.9977)$	

Zastosowanie empirycznej dystrybuanty umożliwiło oszacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia w bazie danych mapy cyfrowej określonych (zależnych od przedmiotu zainteresowania) błędów położenia szczegółów sytuacyjnych I grupy dokładnościowej. Może to być np. spełnienie standardu dokładności wyznaczenia położenia obiektów (błąd położenia punktu nie większy od 0.10 m) lub w zakresie punktów granicznych działek ewidencyjnych – prawdopodobieństwo nie przekroczenia błędu położenia 0.30 m (w przypadku modernizacji katastralnej bazy danych zgodnie z obowiązującym Rozporządzeniem [48]).

3.3. Zastosowanie odpornych metod statystycznych w ocenie dokładności map cyfrowych

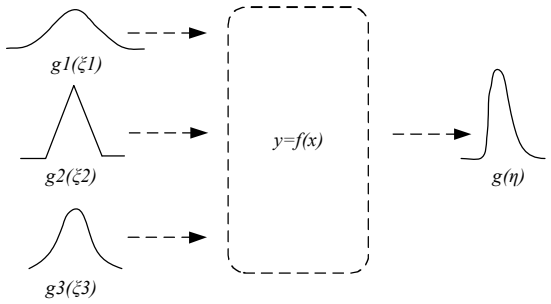
Jak już wspomniano we wprowadzeniu, współczesne bazy danych map wielkoskalowych gromadzą dane pozyskane różnymi technologiami w różnych okresach czasu, a rozkłady ich błędów nie wykazują zgodności z rozkładem normalnym i z innymi teoretycznymi modelami błędów. W badaniach zagranicznych, wykonanych w zakresie zbiorów danych zasilających systemy GIS (o mniejszej szczegółowości niż opracowania wielkoskalowe), również dostrze-

żono problem niezgodności rozkładu błędów z rozkładem normalnym [62]. W związku z tym, że poszukiwanie teoretycznych modeli błędów najbliższych rozkładom empirycznym nie przyniosło pozytywnych rezultatów. Ponadto, uwzględniając także przypadki dwumodalności rozkładu błędów w próbach – wysunięto przypuszczenie, że próby nie są jednorodne i że w rzeczywistości obserwacje pochodzą z dwóch lub większej liczby "nakładających się" rozkładów. W literaturze już wcześniej wskazano możliwości zastosowania kompozycji rozkładów błędów w ocenie dokładności zbiorów [50] i pomiarów geodezyjnych [3].

W przypadku oceny dokładności map cyfrowych dwumodalność rozkładu może wskazywać na problemy występujące w ramach pierwotnego pozyskania danych, tzn. problemy z dokładnością wyznaczenia podlegającego ocenie położenia punktów kontrolnych.

Ze zjawiskiem nakładania się rozkładów wiąże się prawo propagacji rozkładów (rys. 2), będące uogólnieniem prawa propagacji niepewności (wariancji) i określające zasadę przekształcania rozkładów wejściowych w rozkład wyjściowy. Wielkości wejściowe opisane są funkcjami gęstości prawdopodobieństwa [61]:

$$g(\xi) = (g_1(\xi_1), g_2(\xi_2), ..., g_n(\xi_n))^T$$



Rys. 2. Idea prawa propagacji rozkładów [opracowanie własne na podstawie: 26]

Fig. 2. Idea of the law of propagation of distributions [own elaboration on the basis of: 26]

Uniezależnienie wyników estymacji od warunku zgodności zbioru błędów z rozkładem normalnym i uodpornienie na wystąpienie błędów grubych (elementów odstających) uzyskiwane jest dzięki niestandardowym metodom estymacji. W literaturze często są wymieniane następujące metody estymacji odpornej [39, 36, 38, 40, 27]: metoda Hubera, Hampela, duńska, Gaździckiego i liniowa. Szczególnie istotne w zagadnieniach geodezyjnych są także [35]: zasada wyboru alternatywy i metoda najmniejszych odchyleń absolutnych.

W kontekście geodezyjnego rachunku wyrównawczego istota wymienionych metod polega na iteracyjnym modyfikowaniu (zmniejszaniu) wag tym obserwacjom, które uznano za odstające. Jak już wcześniej wspomniano – odstającą jest obserwacja, dla której obliczona wartość poprawki przekracza wartość uznaną

za dopuszczalną. W rezultacie zmniejszania wag obserwacje odstające mają mniejszy (a w skrajnym przypadku zerowy) wpływ na uzyskiwane rozwiązanie (np. [38]).

W klasycznych metodach estymacji przyjmowane jest założenie o typie rozkładu gęstości prawdopodobieństwa wystąpienia elementów próby empirycznej, co bez analizy probabilistycznej typu rozkładu może prowadzić do błędnego oszacowania przedziałów ufności wyznaczanych parametrów [61]. Ponadto klasyczne procedury badań statystycznych są wrażliwe na wydłużone rozkłady analizowanych zbiorów i wystąpienie w nich wartości odstających [52].

W związku z powyższym, w ramach przeprowadzonych badań [19] poszukiwano rzeczywisty rozkład zbiorów empirycznych oraz zastosowano metody statystyki nieparametrycznej i metody odporne na występowanie elementów odstających w zbiorach błędów punktów kontrolnych ocenianych map cyfrowych.

Pojęcie odporności w metodach statystyki matematycznej służy weryfikacji użyteczności zastosowanych w badaniach testów i estymatorów, a ich ocena przebiega w myśl spełnienia przez rozpatrywaną statystykę poniższych postulatów:

1) zastosowane statystyki powinny być wrażliwe na zmiany wielkości, których dotyczą weryfikowane hipotezy,
2) nie powinny być natomiast wrażliwe na zmiany (jakich można oczekiwać w praktyce) wielkości, które w realizowanych badaniach pełnią rolę czynników zewnętrznych.

Statystyki spełniające pierwszy postulat określamy mianem „mocnych", a spełniające drugi postulat nazywamy „odpornymi" (ang. *robust*).

Pojęcie „mocnych statystyk" w tym *M*-estymatorów wiąże się z anglojęzycznym *Maximum Likelihood Estimators* (*MLE*) oznaczającym estymator wyznaczony metodą największej wiarygodności. Estymatory największej wiarygodności wykazują cechy jakich się oczekuje od dobrych estymatorów, są one (przynajmniej w sensie asymptotycznym) nieobciążone, zgodne i efektywne. Jak wiadomo [13], szczególnym przypadkiem metody największej wiarygodności jest metoda najmniejszych kwadratów. Równoważność estymatorów uzyskiwanych tymi metodami może być rozpatrywana przy założeniu, że rozpatrywane zbiory empiryczne mają rozkłady zgodne z rozkładem normalnym [58].

Uodpornienie wyników oszacowań na wpływ błędów grubych lub elementów odstających (czyli błędów niewiele wykraczających poza oceny prawdopodobne) można uzyskać poprzez zastosowanie odpornych *M*-estymacji. Rozwój estymacji mocnych wywodzi się z ogólnej zasady największej wiarygodności (*ML – Maximum Likelihood*) (m.in. [55, 56, 57] lub z tzw. zasady wyboru alternatywy (*ZWA*) [29, 31, 58].

Problem optymalizacyjny w szerokiej klasie *M*-estymacji przyjmuje następującą ogólną postać [27]:

$$\min_X = \{\xi(X) = \sum_{i=1}^{n} \rho(v_i)\} = \xi(\hat{X}) = \sum_{i=1}^{n} \rho(\hat{v}_i)$$

gdzie $\rho(v)$ jest funkcją wypukłą, od której często wymaga się, aby była co najmniej dwukrotnie różniczkowalna. Zatem w *M*-estymacji realizowane jest minimalizowanie funkcji celu. Metody wyrównania należące do klasy *M*-estymacji można opisać odpowiednimi funkcjami charakterystycznymi. Funkcje charakterystyczne można zdefiniować przez określenie zewnętrznej funkcji celu oraz jej składowych: funkcji wpływu, funkcji rygoru i funkcji wagowej. Szczególną rolę w analizie własności metod należących do *M*-estymacji odgrywa funkcja wagowa, która określa w jaki sposób zmieniają się wagi i-tej obserwacji w zależności od uzyskiwanych w poszczególnych krokach iteracyjnych wartości estymatora $\hat{v}_i$. O zmianie wagowania obserwacji odstających (elementów odstających w rozpatrywanych zbiorach empirycznych) decyduje wynik analizy w zakresie oceny czy standaryzowany estymator danej poprawki mieści się w dopuszczalnym przedziale $\Delta\hat{v} = \langle -k, k \rangle$, gdzie *k* jest współczynnikiem określającym granice przedziału. W sytuacji, gdy standaryzowany estymator danej poprawki mieści się w dopuszczalnym przedziale waga takiej obserwacji pozostaje niezmieniona. Natomiast, jeśli $\hat{v} \notin \Delta\hat{v}$ wówczas wartości wag obserwacji zostają zmniejszone z zastosowaniem funkcji tłumienia, która jest funkcją nierosnącą, a w pewnych przedziałach malejącą o następujących własnościach:

$t(\hat{v}) = 1$ gdy $\hat{v} \in \Delta\hat{v}$

$t(|\hat{v}_j|) < t(|\hat{v}_i|)$ dla takich $\hat{v}_i, \hat{v}_j \in \Delta\hat{v}$, że $|v_j| > |v_i|$

Funkcję wagową dla standaryzowanych poprawek można zapisać w następującej postaci $p' = w(\hat{v}) = t(\hat{v})p$, a wartości funkcji wagowej stanowią nowe wagi *p'* nazywane wagami ekwiwalentnymi. Układ równań normalnych, po wprowadzeniu funkcji tłumienia (*T*), przyjmuje postać $A^T TPV = 0$, a jego rozwiązaniem jest następujący odporny *M*-estymator $X' = -\left(A^T P' A\right)^{-1} A^T P' V$ (gdzie $P' = TP$).

Stosowana w teorii rachunku wyrównawczego, jak również w zastosowaniach praktycznych, szeroka klasa *M*-estymacji związana jest z następującymi składowymi funkcji celu [60]:

$\rho(v) = \ln\{-f(v)\}$ – metoda największej wiarygodności,

$\rho(v) = f(v)$ – zasada wyboru alternatywy,

$\rho(v) = |pv|$ – metoda najmniejszych odchyleń absolutnych,

$\rho(v) = pv^2$ – metoda najmniejszych kwadratów,

$\rho(v) = w(v)v^2$ – zmodyfikowana metoda najmniejszych kwadratów,

gdzie *f(v)* jest na ogół funkcją równoważną zakładanej funkcji gęstości błędów pomiaru (lub funkcją do niej proporcjonalną), a *v* jest poprawką wyznaczaną poprzez zastosowanie odpowiednich metod wyrównania, która w sumie z wynikiem pomiaru stanowi elementarny model funkcjonalny wyniku pomiaru. Należy podkreślić, że jeżeli $f(v) = \exp\left(-v^2/2\right)$ to $\ln\{-f(v)\} = pv^2$ i metoda największej wiarygodności jest równoważna metodzie najmniejszych kwadratów. Metoda najmniejszych kwadratów ma bardzo duże zastosowanie praktyczne. Natomiast jej modyfikację, polegającą na zastąpieniu oryginalnych wag p_i obserwacji funkcją wagową *w(v)*, wprowadzono głównie w celu jej uodpornienia na błędy grube występujące w rozpatrywanych zbiorach. Metoda najmniejszych kwadratów jest wrażliwa na wpływ elementów odstających, nietypowych w porównaniu z pozostałymi elementami zbioru empirycznego.

4. Wyniki zastosowania *M*-estymacji do oceny dokładności map cyfrowych

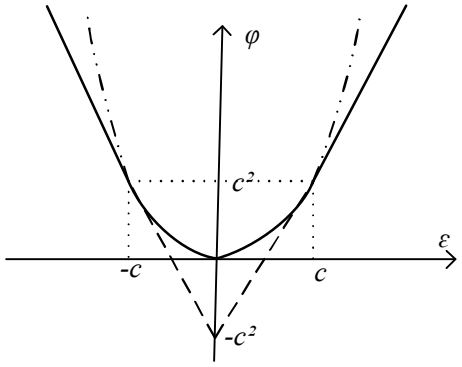
W ramach przeprowadzonych prac badawczych [19] zrealizowano odporną ocenę dokładności metodą najmniejszych odchyleń absolutnych (zwaną również metodą najmniejszych modułów). Metodę najmniejszych modułów już wcześniej stosowano w badaniach w dyscyplinie geodezja i kartografia [32, 33, 59, 20].

Zastosowaną metodę oparto na przeskalowanym odchyleniu medianowym oraz na idei iteracyjnej oceny metodą dwukryterialną, których założenia przedstawiono w pracy [53]. Potrzeba zastosowania nieklasycznych metod estymacji dokładności spowodowana jest stwierdzeniem faktu [18], że często w analizowanych zbiorach punktów kontrolnych zdarza się wartość błędu położenia punktu (jednego lub kilku) znacznie odstająca od pozostałych błędów w próbce.

Zgodnie z literaturą [53], szczegółowe badania statystyczne wykazały, że w zbiorach eksperymentalnie opracowywanych przy założeniu zgodności rozkładu z rozkładem normalnym średnio około 10% (zdarza się, że od 1% do 20%) danych stanowią dane odstające od rozkładu Gaussa. Odporne metody statystyczne (ang. *robust statistics*) zapewniają mniejszy, niż metody klasyczne, wpływ danych odstających na wyniki analiz i ocenę dokładności zbiorów empirycznych. A ponadto, nieuwzględnienie wszystkich wyników ma znaczny wpływ na wiarygodność oszacowania wariancji analizowanych zbiorów.

W przeprowadzonych badaniach dokładności map cyfrowych, w celu zmniejszenia czułości na występowanie odstających wartości błędów położenia punktu użyto funkcji $\varphi = \sum_{i=1}^{n} \rho(z_i - \mu)$ o postaci zależnej od wielkości współczynnika *c*, który określa wielokrotność odchylenia standardowego σ. Zastosowanie funkcji $\varphi=\rho(\varepsilon)$ pozwala na mniej rygorystyczne potraktowanie błędów o warto-

ściach odstających ($|\varepsilon| > c\sigma$) od środka zgrupowania rozkładu analizowanych błędów. W przypadku błędów średnich mniejszych od $c\sigma$ funkcja φ jest funkcją kwadratową, natomiast w przypadku błędów większych minimalizuje się moduł odchyleń $|\varepsilon| = |z_i - \mu|$. Tym samym następuje realizacja metody najmniejszych odchyleń absolutnych, obszary czułości metody przedstawiono na poniższym rysunku 3 (oznacza to zastosowanie funkcji Hubera, powstałej z połączenia paraboli i dwóch półprostych stycznych do niej).



Rys. 3. Wykres względnej funkcji czułości zastosowanej odpornej metody oceny dokładności map [opracowanie własne na podstawie: 33]

Fig. 3. Graph of the relative sensitivity function of the method used of robust assessing the accuracy of maps [own elaboration on the basis of: 33]

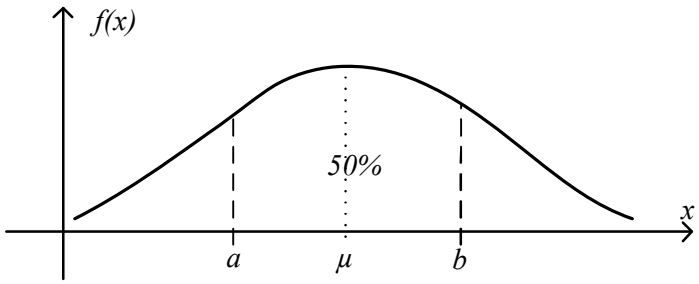
Współczynnik c określa stopień odporności użytej metody, a jego wartość zależy od stopnia zaburzenia rozkładu błędów wartościami błędów o wielkościach odstających oraz wystąpieniem błędów grubych. Przy zaburzeniu na poziomie 1% elementów rozpatrywanego zbioru c=2, a dla zaburzenia 5% c=1.4 [53]. W ramach oceny dokładności badanych map cyfrowych przyjęto c=1.5, gdyż średnio odsetek elementów odstających w rozpatrywanych zbiorach empirycznych wyniósł 4.5% [19].

Zgodnie z przyjętym kryterium, pierwotne zbiory błędów zmodyfikowano poprzez tzw. windsoryzację [21], czyli zastąpienie błędów odstających i grubych większych od $c\sigma$ wielkościami dopuszczalnymi w analizowanym zbiorze:

$$z_i^* = \begin{cases} z_i \quad przy\, |z_i - \hat{\mu}| \le c\sigma \\ \hat{\mu} - c\sigma\ przy\ z_i < \hat{\mu} - c\sigma \\ \hat{\mu} + c\sigma\ przy\ z_i > \hat{\mu} + c\sigma \end{cases}$$

gdzie $\hat{\mu}$ jest medianą błędów uszeregowanych rosnąco, będącą odporną na wartości odstające oceną środka zgrupowania analizowanego zbioru błędów punktów kontrolnych: $\hat{\mu} = med\{z_i\} = Me$.

Następnie wprowadzono bezwzględne odchylenie medianowe *MAD* (ang. *Median Absolute Deviation*), będące oszacowaniem zakresu przejścia z pierwotnego (pełnego) do przekształconego (zmodyfikowanego) rozkładu błędów: $MAD = med\{|z_i - Me|\}$. W celu ustalenia zależności pomiędzy parametrami rozkładu zmodyfikowanego zbioru błędów i rozkładu ich pierwotnej populacji należy przeliczyć odchylenie *MAD* przy użyciu współczynnika korygującego κ: $s_j^* = \kappa MAD$. Wyniki przeprowadzonych badań [53] wykazały, że najlepszą oceną środka zgrupowania zbioru empirycznego jest środek rozstępu między wartością trzeciego i pierwszego kwartyla (ang. *inter-quartile mid-range*) obliczonego z próbki. Odległość kwartyli nazywane jest odchyleniem ćwiartkowym i wynika jednoznacznie z rozkładu gęstości prawdopodobieństwa przyjętego do oszacowania rozrzutu próbki empirycznej (rys. 4).



Rys. 4. Idea rozstępu między kwartylowego, gdzie *a*, *b* oznaczają odpowiednio rzędne pierwszego i trzeciego kwartyla [opracowanie własne na podstawie: 53]

Fig. 4. Idea of the inter-quartile mid-range, where *a*, *b* there are ordinates of first and third quartile [own elaboration on the basis of: 53]

Początkowy rozkład gęstości prawdopodobieństwa określony jest równaniem

$$f(x) = \frac{d}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

gdzie, w przypadku pełnego (rozrzutu zmiennej od -∞ do +∞) rozkładu normalnego d=1, natomiast dla rozkładu normalnego uciętego w kwartylach $d = 0.5/[\Phi(b-\mu/\sigma) - \Phi(a-\mu/\sigma)]$ i wynosi 0.6745. Wówczas wartość współczynnika korygującego κ wynosi $1/0.6745 = 1.4826 \approx 1.483$.

Wartość asymptotyczna $\kappa_\infty = 1.483$ odpowiada stosunkowi odchylenia standardowego (s) z próbki do bezwzględnego odchylenia medianowego (*MAD*) w przypadku rozkładu normalnego w granicy $n \to \infty$ [45].

Zgodnie z literaturą [53], Huber wykazał, że s_j^* jest nieobciążonym estymatorem odchylenia standardowego i zachowuje stabilność nawet w sytuacji, gdy do 50% elementów zbioru stanowi elementy odstające.

W sytuacji stwierdzenia często znacznej liczby odstających wartości błędów na obiektach kontrolnych ocenianych map cyfrowych, w celu zachowania stabilności oceny środka zgrupowania analizowanych zbiorów błędów położenia punktów kontrolnych, obliczono medianę (z_j^*) – będącą bardziej odporną na wartości odstające w rozpatrywanym zbiorze niż średnia arytmetyczna. Następnie na podstawie przeskalowanego odchylenia medianowego (s_j^*) i współczynnika (c) określającego stopień odporności użytej metody, wyznaczano granicę przejścia ($\varphi = cs_j^*$) w poszczególnych iteracjach z metody najmniejszych kwadratów do metody najmniejszych odchyleń absolutnych (rys. 3).

W wyniku odpornej oceny dokładności danych pozyskanych poszczególnymi metodami ustanowiono dodatkowe metadane badanych obiektów, które liczbowo przedstawiono w poniższych tabelach 3-7:

Odporny m_P – wielkość błędu położenia punktu oszacowana metodą najmniejszych odchyleń absolutnych. W celu zachowania stabilności oceny środka zgrupowania analizowanych zbiorów błędów położenia punktów kontrolnych obliczono medianę (z_j^*), która jest estymatorem wartości oczekiwanej (a) w populacji o dowolnym rozkładzie. Estymator obliczono na podstawie całości zbioru błędów położenia punktów kontrolnych (zawierającego także błędy o wielkościach odstających i grubych) i zapisano go wraz z oszacowanymi krańcami przedziału ufności (encja metadanych wpisana jako $z_j^* \pm q_a \times s_j^*$).

Współczynnik zmienności błędów – stanowi względną miarę zmienności błędów obliczoną na podstawie mediany z_j^* i przeskalowanego odchylenia medianowego s_j^*. Współczynnik informuje o zmienności błędów w odniesieniu do wielkości oczekiwanej $V_s = \left(s_j^* / z_j^*\right) \times 100\%$, większa jego wartość oznacza większą zmienność błędów położenia punktu w analizowanym zbiorze punktów kontrolnych.

Rzetelność mapy cyfrowej – rozumianą jako spełnienie przez mapę wielkoskalową standardu dokładności jej opracowania sytuacyjnego (w przypadku mapy w skali 1:500, σ = 0.0003 m × 500 = 0.15 m). Encja metadanych wyraża prawdopodobieństwo nie przekroczenia wielkości błędu położenia punktu (σ).

Wiarygodność mapy cyfrowej – rozumianą jako prawdopodobieństwo nie wystąpienia w ocenianej bazie danych błędów o wielkościach odstających, czyli błędów położenia szczegółów I grupy powyżej 4.5σ (może to być wskaźnikiem zaufania użytkowników do bazy danych).

Tabela 3. Metadane charakteryzujące dokładność opracowania sytuacyjnego wielkoskalowej mapy cyfrowej opracowanej z danych pozyskanych metodą A

Table 3. Metadata which characterize the positional accuracy of the large-scale digital map production from data obtained by method A

Wskaźnik dokładności	**Wartość wskaźnika**
skala bazowa mapy	1:500
średni m_P (ang. *RMSE*)	0.05 m ±0.005 m
% ponad 4.5σ	0.6%
odporny m_P	0.051 m ±0.004 m
współczynnik zmienności błędów	61%
rzetelność mapy cyfrowej	99%
wiarygodność mapy cyfrowej	100%

Tabela 4. Metadane charakteryzujące dokładność opracowania sytuacyjnego wielkoskalowej mapy cyfrowej opracowanej z danych pozyskanych metodą B

Table 4. Metadata which characterize the positional accuracy of the large-scale digital map production from data obtained by method B

Wskaźnik dokładności	**Wartość wskaźnika**
skala bazowa mapy	1:500
średni m_P (ang. *RMSE*)	0.19 m ±0.010 m
% ponad 4.5σ	3.1%
odporny m_P	0.135 m ±0.007 m
współczynnik zmienności błędów	73%
rzetelność mapy cyfrowej	57%
wiarygodność mapy cyfrowej	100%

Tabela 5. Metadane charakteryzujące dokładność opracowania sytuacyjnego wielkoskalowej mapy cyfrowej opracowanej z danych pozyskanych metodą C

Table 5. Metadata which characterize the positional accuracy of the large-scale digital map production from data obtained by method C

Wskaźnik dokładności	**Wartość wskaźnika**
skala bazowa mapy	1:2000 (1:500)[2]
średni m_P (ang. *RMSE*)	0.27 m ±0.021 m
% ponad 4.5σ	0% (1.3%)
odporny m_P	0.231 m ±0.015 m
współczynnik zmienności błędów	61%
rzetelność mapy cyfrowej	98% (36%)
wiarygodność mapy cyfrowej	100% (98%)

[2] W związku z wysoką dokładnością cyfrowych opracowań fotogrametrycznych, zgodnie z wynikami wcześniejszych prac autora [14, 12] oraz z rezultatami badań innych autorów (np. [44, 28, 7, 4]), pozyskane na ich podstawie dane sytuacyjne mogą zasilać bazy danych systemów informacji o terenie a nawet stanowić wsparcie w zagadnieniach poprawy jakości dawnych map wielkoskalowych. Stąd w nawiasie zapisano oceny w odniesieniu do map cyfrowych opracowywanych w skali bazowej 1:500.

Tabela 6. Metadane charakteryzujące dokładność opracowania sytuacyjnego wielkoskalowej mapy cyfrowej opracowanej z danych pozyskanych metodą D

Table 6. Metadata which characterize the positional accuracy of the large-scale digital map production from data obtained by method D

Wskaźnik dokładności	**Wartość wskaźnika**
skala bazowa mapy	1:500
średni m_P (ang. *RMSE*)	0.32 m ±0.015 m
% ponad 4.5σ	7.7%
odporny m_P	0.303 m ±0,012 m
współczynnik zmienności błędów	63%
rzetelność mapy cyfrowej	30%
wiarygodność mapy cyfrowej	93%

Tabela 7. Metadane charakteryzujące dokładność zbioru danych pozyskanych poprzez transformację współrzędnych uzyskanych ze zwektoryzowanych map (obiekt D-2000)

Table 7. Metadata which characterize the accuracy of the data set acquired by transformation of coordinates obtained from vector maps (object D-2000)

Wskaźnik dokładności	**Wartość wskaźnika**
skala bazowa mapy	1:500
średni m_P (ang. *RMSE*)	0.24 m ±0.052 m
% ponad 4.5σ	2.9%
odporny m_P	0.195 m ±0.045 m
współczynnik zmienności błędów	75%
rzetelność mapy cyfrowej	52%
wiarygodność mapy cyfrowej	98%

5. Podsumowanie

Wielkoskalowe mapy cyfrowe są wykonywane w Polsce wieloma różnymi technologiami o specyficznych cechach i różnej jakości produktu finalnego. Autorzy tych opracowań i krąg ich użytkowników powinni wiedzieć jakiej dokładności opracowaniami dysponują. Jest to istotne m.in. w zakresie modernizacji i utrzymania odpowiedniej jakości państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego, w związku z aktualnie zachodzącymi przeobrażeniami dotyczącymi zasobu map wielkoskalowych i ich konwersji do państwowego układu współrzędnych geodezyjnych PL-2000.

W zakresie badań międzynarodowych szczególne miejsce zajmują zagadnienią jakości baz danych przestrzennych, które są przedmiotem działalności międzynarodowej organizacji normalizacyjnej (ISO) oraz lokalnych i krajowych komitetów normalizacyjnych (m.in. ANSI, CEN, DIN, PKN), a także organizacji i towarzystw zajmujących się zagadnieniami geoinformatycznymi, np. Open Geospatial Consortium (OGC). Spośród norm opracowanych przez Komitet Techniczny PKN/KT 297 ds. Informacji geograficznej, dla tematyki poruszanej w niniejszej pracy, szczególnie interesujące są PN-EN

ISO 19113:2005 zawierająca podstawy opisu jakości informacji geograficznej [41] oraz PN-EN ISO 19114:2005 określająca procedury oceny jakości informacji geograficznej [42]. Ponadto stosowanie normy PN-EN ISO 19115:2005 [43] określającej strukturę opisu zbiorów danych geograficznych poprzez metadane jest nieodzowne [8]. Szczególnie w procesie tworzenia infrastruktur danych przestrzennych w celu zapewnienia ich globalnego współdziałania (ang. *interoperability*) [1].

Ze względu na złożoność procesu opracowywania map w formie cyfrowej, zagwarantowanie odpowiedniej ich jakości jest trudne w realizacji [54]. Jakość baz danych może być rozpatrywana na poziomie semantycznym (poprawność klasyfikacji obiektów i ich atrybutów) i na poziomie topologicznym (poprawność topologiczna obiektów) oraz na poziomie geometrycznym (poprawność kształtów i położenia obiektów). Natomiast kontrola jakości danych może być zrealizowana tradycyjnie – w zakresie gotowego opracowania geodezyjno-kartograficznego lub jako element składowy procesu pozyskania danych – co przynosi szereg korzyści, zarówno po stronie wykonawców prac jak i ich odbiorców. Należy podkreślić, że użytkownicy baz danych powinni zdecydowanie określać swoje oczekiwania w zakresie ich jakości, a ponadto – nie zawsze należy szukać najniższej ceny, a raczej wskazane jest poszukiwanie „najlepszej drogi" do pozyskania danych o wysokiej jakości [54].

Przedstawiona w niniejszej pracy metodyka badawcza wskazuje na możliwości automatyzacji oceny dokładności opracowania sytuacyjnego wielkoskalowych map cyfrowych. Dzięki wykorzystaniu metod statystyki matematycznej może stanowić również istotny element odpowiedniego systemu ekspertowego.

Literatura

[1] Aalders H.J.G.L., Moellering H.: Spatial Data Infrastructure. Proceedings of the 20th International Cartographic Conference, vol. 4, Beijing, 2001.

[2] Adamczewski Z.: Teoria błędów dla geodetów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2005.

[3] Baran L.W., Szacherska M.K.: Jednolity system oceny dokładności obserwacji geodezyjnych i jego zastosowanie w analizie sieci. Zeszyty Naukowe ART w Olsztynie, seria: Geodezja i Urządzenia Rolne, nr 10, 1982, s. 3-13.

[4] Będkowski K, Adamczyk J, Mikrut S.: Współczesne metody fotogrametrii i ich zastosowanie w leśnictwie. Roczniki Geomatyki, t. IV, z. 4, 2006, s. 55-65.

[5] Białousz S.: Kilka rozważań ogólnych na temat SIP przy okazji projektowania systemu baz danych przestrzennych dla województwa mazowieckiego. Prace IGiK, t. 50, z. 107, 2004, s. 161-178.

[6] Bielecka E.: Systemy informacji geograficznej. Teoria i zastosowania. Wydawnictwo Polsko-Japońskiej Wyższej Szkoły Technik Komputerowych, Warszawa 2006.

[7] Bychawski W.: Skutki uboczne doskonałości współczesnej fotogrametrii. Prace IGiK, t. XLVIII, z. 104, 2001, s. 163-170.

[8] Danko D.M.: ISO TC211/Metadata. In: Geo-information Standards in Action, Peter J.M. van Oosterom (Editor). Published by NCG (Netherlands Geodetic Commission) in Delft, 2004, pp. 11-19, www.ncg.knaw.nl

[9] Dąbrowska D., Dąbrowski W., Lewandowicz E., Nojak J., Wierciński T.: Sytuacyjna mapa numeryczna z pomiarów bezpośrednich – pierwsze doświadczenia nauczania technologii. Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej pt. Systemy Informacji Przestrzennej, s. 339-342, Warszawa 1995.

[10] Dąbrowski W.: Sprawozdania naukowo-techniczne z badań dotyczących dokładności map cyfrowych miasta Olsztyn i Zielona Góra. Współautor A. Doskocz, maszynopisy powielone, lata 1999-2006, UWM w Olsztynie.

[11] Dąbrowski W., Doskocz A.: Dokładność sytuacyjnych danych numerycznych pozyskanych różnymi metodami. Materiały I Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej pt. Kartografia numeryczna i informatyka geodezyjna, s. 29-38, Rzeszów – Polańczyk 2005.

[12] Dąbrowski W., Doskocz A., Mrówczyński T.: Miasto doceniło ortofoto. GEODETA nr 1 (140), 2007, s. 26-28.

[13] Deutsch R.: Teoria estymacji. PWN, Warszawa 1969.

[14] Doskocz A.: Ocena dokładności ortofotomapy cyfrowej. Przegląd Geodezyjny, nr 4, 2003, s. 9-11.

[15] Doskocz A.: The use of statistical analysis for estimation of positional accuracy of large-scale digital maps. Geodesy and Cartography, vol. 54, no. 3, 2005, pp. 131-150.

[16] Doskocz A.: Estimation of permissible differences of double determination of areas from co-ordinates. Geodesy and Cartography, vol. 55, no. 4, 2006, pp. 209-230.

[17] Doskocz A.: Initial use of statistical analysis for estimation of horizontal accuracy of large-scale digital maps. Technical Sciences, no. 13, 2010, pp. 133-146.

[18] Doskocz A.: Propozycja oceny dokładności opracowania sytuacyjnego wielkoskalowych map cyfrowych. Roczniki Geomatyki, t. VIII, z. 5(41), 2010, s. 51-61.

[19] Doskocz A.: Metodyka oceny dokładności wielkoskalowych map cyfrowych. Rozprawy i Monografie, nr 193, 2013, Wydawnictwo UWM w Olsztynie.

[20] Duchnowski R.: Sensitivity of robust estimators applied in strategy for testing stability of reference points. EIF approach. Geodesy and Cartography, vol. 60, no. 2, 2011, pp.123-134.

[21] Erceg-Hurn D.M., Mirosevich V.M.: Modern robust statistical methods. American Psychologist, vol. 63, no. 7, 2008, pp. 591-601.

[22] Gaździcki J.: Leksykon geomatyczny. Polskie Towarzystwo Informacji Przestrzennej, Wydawnictwo „Wieś Jutra" Sp. z o. o., Warszawa 2001.

[23] Guptill S.C., Morrison J.L. (editors): Elements of spatial data quality. International Cartographic Association, Commission on Spatial Data Quality, Pergamon Press, Oxford 1995.

[24] Hejmanowska B.: Metody teledetekcyjne w kontroli powierzchni działek dla potrzeb systemu IACS. Katalog wystawców X Międzynarodowych Targów GEA – materiały szkoleniowe, s. 56-65, Kraków 2004.

[25] Hejmanowska B.: Wspomaganie decyzji z wykorzystaniem narzędzi GIS – ryzyko związane z dokładnością danych źródłowych. Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji, vol. 16, 2006, s. 197-206.

[26] International Organization for Standardization: Guide to the expression of uncertainty in measurement (GUM) – Supplement 1: Numerical methods for the propagation of distributions. Geneva 2004.

[27] Janicka J.: Odporna na błędy grube transformacja Helmerta ze zmodyfikowaną korektą Hausbrandta. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, zeszyt 59, nr 1/2012/II, 2012, s. 159-168.

[28] Kaczyński R., Ziobro J., Ewiak I.: Dokładność poszczególnych etapów generowania ortofotomap cyfrowych ze zdjąć PHARE 1:26000. Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji, vol. 9, 1999, s. 57-60.

[29] Kadaj R.: Wyrównanie z obserwacjami odstającymi. Przegląd Geodezyjny, nr 8, 1978, s. 252-253.

[30] Kadaj R.: Rozwinięcie koncepcji niestandardowej metody estymacji. Geodezja i Kartografia, t. XXIX, z. 3-4, 1980, s. 185-196.

[31] Kadaj R.: Die Methode der besten Alternative: Ein Ausgleichungsprinzip für Beobachtungssysteme. Zietschrift für Vermessungswesen, no. 113, 1984, pp. 301-307.

[32] Kadaj R.: Eine verrallgemeinerte Klasse von Schätzverfahren mit praktischen Andwendungen. Zietschrift für Vermessungswesen, no. 117, 1988, pp. 157-166.

[33] Kadaj R.: Modele, metody i algorytmy obliczeniowe sieci kinetycznych w geodezyjnych pomiarach przemieszczeń i odkształceń obiektów. Wydawnictwo Akademii Rolniczej im. H. Kołłątaja, Kraków 1998.

[34] Kadaj R.: Przekształcenia odwzorowawcze map, czyli w warsztatach kartografii numerycznej. Materiały XI Konferencji Naukowo-Technicznej pt. Systemy Informacji Przestrzennej, s. 377-378, Warszawa 2001.

[35] Kamiński W.: Zastosowanie niestandardowych metod estymacji w wyrównaniu sieci geodezyjnych. Geodezja i Kartografia, t. XXXVI, z. 1, 1988, s. 29-40.

[36] Kamiński W.: Wybrane sposoby wykrywania obserwacji geodezyjnych obciążonych błędami grubymi. Przegląd Geodezyjny, nr 4, 2002, s. 14-16.

[37] Latoś S.: O potrzebie i kierunkach zmian niektórych przepisów w zakresie poziomych osnów geodezyjnych i szczegółowych pomiarów sytuacyjnych. Przegląd Geodezyjny, nr 3, 2000, s. 3-8.

[38] Muszyński Z.: Zastosowanie metod estymacji odpornej do geodezyjnego opisu deformacji obiektu budowlanego. Acta Sci. Pol. Geod. Descr. Terr., 7(4), 2008, s. 3-14

[39] Nowak E.: Koordynacja testów wykrywających błędy grube w pomiarach rutynowych. Materiały X Konferencji Naukowo-Technicznej pt. Systemy Informacji Przestrzennej, s. 431-438, Warszawa 2000.

[40] Osada E., Liszczuk W., Sergieieva K.: O odpornej właściwości metody interpolacyjnej ruchomej powierzchni. GEODETA, nr 9 (172), 2009, s. 28-30.

[41] PN-EN ISO 19113:2005 Informacja geograficzna – Podstawy opisu jakości. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2005.

[42] PN-EN ISO 19114:2005 Informacja geograficzna – Procedury oceny jakości. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2005.

[43] PN-EN ISO 19115:2005 Informacja geograficzna – Metadane. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2005.

[44] Preuss R.: Rola fotogrametrii w funkcjonowaniu systemów informacji przestrzennej. GEODETA, nr 2 (wydany w lipcu), 1995, s. 12-16.

[45] Randa J.: Update to proposal for KCRV and degree of equivalence for GTRF key comparisons. Document of Working Group on radio frequency quantities of the CCEM, GT-RF/2005-04, 2005, http://www.bipm.org/wg/CCEM/GT-RF/Allowed/18/GTRF-05-04.pdf

[46] Rönsdorf C.: Positional integration of geodata. Positional accuracy improvement: Impacts of improving the positional accuracy of GI databases. EuroSDR Publication, no. 48 - Related Papers, 2004.

[47] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 9 listopada 2011 r. w sprawie standardów technicznych wykonywania geodezyjnych pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych oraz opracowywania i przekazywania wyników tych pomiarów do państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego. Dz. U. 2011, nr 263, poz. 1572.

[48] Rozporządzenie Ministra Administracji i Cyfryzacji z dnia 29 listopada 2013 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie ewidencji gruntów i budynków. Dz. U. 2013, poz. 1551.

[49] Sitek Z.: Elementy projektowania zintegrowanego GIS dla potrzeb monitoringu środowiska. Praca zrealizowana w ramach projektu KBN pt. Monitoring środowiska z wykorzystaniem GIS. AGH Kraków 1994.

[50] Szacherska M.K.: Model kompozycji błędów pomiarów geodezyjnych. Geodezja i Kartografia, t. XXIII, z. 1, 1974, s. 21-52.

[51] Urbański J.: Zrozumieć GIS. Analiza informacji przestrzennej. PWN, Warszawa 1997.

[52] Valeinis J.: Recent trends in robust statistics. Conference „Mathematical Modelling and Analysis". 25-28 May, Sigulda 2011,
http://home.lu.lv/~valeinis/lv/konferences/Valeinis_MMA2011.pdf

[53] Volodarsky E.T., Warsza Z., Koshevaya L.A. 2012: Odporna ocena dokładności metod pomiarowych. Pomiary Automatyka Kontrola, nr 4, 2012, s. 396-401.

[54] Wilkowski W., Pietrzak L.: Numeryczna forma danych a jakość danych. Przegląd Geodezyjny, nr 9, 1995, s. 5-6.

[55] Wiśniewski Z.: Wyrównanie sieci geodezyjnych z zastosowaniem probabilistycznych modeli błędów pomiaru. Zeszyty Naukowe ART w Olsztynie, seria: Geodezja i Urządzenia Rolne, nr 12, 1982, s. 51-69.

[56] Wiśniewski Z.: Zastosowanie rozkładów Pearsona typu II i VII w wyrównaniu sieci geodezyjnych. Geodezja i Kartografia, t. XXXIII, z. 3, 1984 s. 85-104.

[57] Wiśniewski Z.: Wyrównanie sieci geodezyjnych z zastosowaniem probabilistycznych modeli błędów pomiaru. Acta Acad. Agricult. Techn. Olst., seria: Geodezja i Urządzenia Rolne, suplement C, nr 15, 1986, Wydawnictwo ART w Olsztynie.

[58] Wiśniewski Z.: Zasada wyboru alternatywy a metoda największej wiarygodności. Geodezja i Kartografia, t. XXXVI, z. 2, 1987, s. 123-138.

[59] Wiśniewski Z.: Alternatywa metody najmniejszych odchyleń absolutnych. Geodezja i Kartografia, t. XLII, z. 3, 1993, s. 199-214.

[60] Wiśniewski Z.: Metody opracowania wyników pomiarów w nawigacji i hydrografii. Wydawnictwo Akademii Marynarki Wojennej im. Bohaterów Westerplatte, Gdynia 2004.

[61] Wójtowicz S., Biernat K.: Szacowanie niepewności pomiaru metodą propagacji rozkładów. Publikacja w serwisie "Badania Nieniszczące" z dnia 01-03-2007, http://www.badania-nieniszczace.info

[62] Zandbergen P.A.: Positional Accuracy of Spatial Data: Non-Normal Distributions and a Critique of the National Standard for Spatial Data Accuracy. Transactions In GIS, no. 12(1), 2008, pp. 103-130.

[63] Zimnoch W.: O kontroli powierzchni upraw wykazanych we wnioskach rolników o dopłaty. Przegląd Geodezyjny, nr 4, 2005, s. 7-11.

STUDY OF PLANIMETRIC ACCURACY OF LARGE-SCALE MAPS

S u m m a r y

In view of the fact that in the large-scale map databases in Poland coexist data collected from various technologies in assessment of the accuracy of these databases are some difficulties. The paper presents the issue of assessing the planimetric accuracy of large-scale digital maps. At the beginning was referenced to the classical assess and then discussed the robust method of assessing the accuracy of the maps. The proposed method is based on the rescaled median devia-tion that is insensitive (robust) to outliers size of errors and gross errors. For this reason, and with the possibility of formulating of automation procedures to assess the planimetric accuracy of large-scale maps, the robust method can be considered as appropriate solution to issue of assess-ing accuracy of maps. Previously performed studies have found the lack of conformity distribu-tion of position errors of points with a normal distribution and with other theoretical distributions. However, after applying the method of least absolute deviation ensures stable assessment of center of the samples analyzed sets of position errors of control points. In this work was stated the median, by which was estimated position error (m_P) of control points for individual fragments of map and for total checked database. Was estimated robust m_P taking into account all the control points set on the check object (including points with outliers size of errors and with gross errors). Was stated, that mP for assessed maps have a following size: in case map produced from meas-urements with an electronic tachymeter 0.051±0.004 m, for map created from previous direct measurements 0.135±0.007 m, for planimetric data produced by manual vectorization in a raster image of an orthophotomap 0.231±0.015 m, therefore in case map created with use the vectoriza-tion technology preceded by scanning of analogue maps 0.303±0.012 m and for map developed based on planimetric data whose position was obtained by transforming coordinates to the PL-2000 frame size of error m_P was fell to 0.195 ± 0.045 m.

Keywords: control points, outliers size of errors, gross errors, robust method of assessing the accuracy, planimetric large-scale map

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.142

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 105-117

Marcin GÓRSKI[1]
Aleksander KOZŁOWSKI[2]
Tomasz KOZŁOWSKI[3]
Paweł LUDERA[4]

ANALIZA UKŁADU STĘŻAJĄCEGO BUDYNKU WYSOKOŚCIOWEGO O KONSTRUKCJI BETONOWEJ

Omówiono stosowane obecnie układy stężające budynków wysokich, ze szczególnym uwzględnieniem budynków o konstrukcji betonowej. Na przykładzie budynku o wysokości 136 m przeanalizowano kształtowanie układu stężającego. Analizie poddano wpływ ukształtowania trzonu budynku, ścian i słupów współpracujących z trzonem na sztywność poprzeczną budynku. Analizy wykonano z wykorzystaniem programu ROBOT.

Słowa kluczowe: budynek wysokościowy, układ stężający, sztywność budynku,

1. Wstęp

Początek ery budynków wysokich sięga końca XIX wieku, kiedy zaczęto stosować szkieletowy układ nośny budynków. W układzie tym szkielet budynku złożony z belek, rygli, słupów i stężeń przenosi wszystkie obciążenia grawitacyjne oraz oddziaływanie wiatru, a ściany mają przeznaczenie osłonowe. Pierwsze takie budynki wzniesiono w USA, w Chicago a potem w Nowym Yorku. Powstały wtedy takie, istniejące do dziś budynki, jak Reliance Building, Chrysler Building (319 m), Empire State Building (381 m). Wszystkie te budynki powstały jeszcze przed drugą woją światową.

Kolejną falą realizacji budynków wysokich były zbudowane w latach 60 i 70. XX wieku w USA budynki wysokościowe: John Hancock Center (343,0 m) w Chicago, bliźniacze wieże World Trade Center (415,0 i 417,0 m) w Nowym Jorku, Sears Tower, obecnie Willis Tower (442,0 m) w Chicago.

[1] Autor do korespondencji: Marcin Górski, Politechnika Rzeszowska, mgorski@prz.edu.pl.
[2] Aleksander Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, kozlowsk@prz.edu.pl
[3] Tomasz Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, tkozlowski@prz.edu.pl
[4] Paweł Ludera, P&A,

Budynki te mają konstrukcję stalową. Era stosowania konstrukcji stalowych w budynkach wysokich trwała do końca lat 90-tych XX wieku, kiedy to zaczęto stosować konstrukcje zespolone, stalowo-betonowe, np. Petronas Towers (452,0 m), Taipei 101 o wysokości 509,0 m.

Obecnie większość budynków wysokich, w tym najwyższy budynek na świecie, Burj Khalifa o wysokości 828 m, ma konstrukcję betonową.

2. Układy stężające budynków

2.1 Budynki o konstrukcji stalowej

Układy stężające budynków o konstrukcji stalowej można podzielić na płaskie i przestrzenne.

W układach płaskich stosuje się:

- układy nośne ramowe, w których wydzielone ramy przenoszą przypadające na nie obciążenia pionowe i poziome,
- układy wieloprzegubowe o stężeniach kratowych, w których w wybranych, uzgodnionych z architektem osiach, stosuje się układy stężające w postaci wspornikowych kratownic, przenoszących obciążenia poziome z całego budynku; pozostała część konstrukcji budynku przenosi wyłącznie obciążenia pionowe, grawitacyjne,
- układy wieloprzegubowe o stężeniach tarczowych, w których w miejsce wspornikowych kratownic stosuje się wspornikowe ściany betonowe, przenoszące obciążenia poziome,
- układy mieszane, ramowo-kratowe lub ramowo-tarczowe.

W układach przestrzennych stosuje się:

- układy nośne trzonowe, w których wszystkie obciążenia poziome przenosi trzon wykonany najczęściej wokół klatek schodowych i wind istniejących w budynku,
- układy wieloprzegubowe stężone przestrzennymi ramami kratowymi (angielska nazwa outriggers), gdzie z płaskich, pionowych wsporników kratowych wypuszczane są wsporniki łączone następnie z otokiem wokół obwodu budynku. Powoduje to uprzestrzennienie konstrukcji, tzn. wszystkie słupy, nawet te poza układem stężającym wciągane są do współpracy,
- układy powłokowe, w których konstrukcja układu stężającego zlokalizowana jest na obwodzie konstrukcji, w postaci gęsto rozmieszczonych słupów i rygli co tworzy tzw. rurę perforowaną,
- systemy mega konstrukcji, o ogromnych słupach zlokalizowanych w narożach budynku.

Zestawienie układów stężających stosowanych w budynkach o konstrukcji stalowej przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Układy stężające stosowane w budynkach o konstrukcji stalowej
Table 1. Lateral load-resisting systems applied in steel buildings

Układy stężające		**Liczba kondygnacji, wysokość budynku**
1. Płaskie		
1.1. Ramowy	węzły sztywne	do 10 kond., H < 2 B
	węzły podatne	H < 1,5 B
1.2. Kratowy		do 30 kond.
1.3. Tarczowy	ściany murowane	do 6 kond.
	ściany żelbetowe	do 30 kond.
1.4. Mieszane		do 40 kond.
2. Przestrzenne		
2.1. Trzonowe		do 40 kond.
2.2. Z przestrzennymi ramami kratowymi		do 60 kond.
2.3. Powłokowe		50 – 110 kond.
2.4. Megakonstrukcje		do 150 kond.
gdzie: H – wysokość budynku, B – szerokość budynku		

2.2 Budynki o konstrukcji betonowej

W budynkach betonowych stosuje się, podobnie jak w stalowych, układy stężające w postaci ram samostatecznych, przykładowo prefabrykowane ramy typu H stosowane w latach 70-tych XX wieku, lub obecnie projektowane ramy monolityczne. Jednak w większości budynków betonowych stosuje się układy stężające tarczowe (ścienne) oraz trzonowe.

W niskich budynkach o konstrukcji betonowej najczęściej stosuje się układy stężające wykorzystujące istniejące w budynku elementy, jak ściany, trzony klatek schodowych i dźwigów osobowych. Takie ukształtowanie budynku prowadzi do bardzo ekonomicznych rozwiązań: obciążenie poziome, czyli głównie oddziaływanie wiatru, przenoszone jest przez sztywne tarcze stropowe na pionowe wsporniki w postaci tarcz ściennych usytuowanych równoległe do działających obciążeń, lub wspornikowe rury o wielkich wymiarach obejmujące elementy komunikacji pionowej. Pozostała część konstrukcji budynku przenosi jedynie obciążenia pionowe.

W wyższych budynkach wykorzystuje się współpracę trzonu centralnego z istniejącymi ścianami betonowych i/lub ze słupami umieszczonymi na obwodzie budynku. Powoduje to istotne zwiększenie sztywności budynku. Takie rozwiązanie zastosowano m.in. w najwyższym budynku świata Burj Khalifa, w którym trzon centralny o kształcie sześcioboku współpracuje ze ścianami

"młotkowymi" odbiegającymi w trzech kierunkach od trzonu oraz ze słupami usytuowanymi na obrysie budynku.

Szczegółowy opis stosowanych układów nośnych, w tym stężających, budynków wysokich można znaleźć m.in. w [1-6].

3. Opis analizowanego budynku

Kompleks budynków zaprojektowano w centrum Rzeszowa na terasie rzeki Wisłok. Kompleks składa się z podstawowego zespołu budynków o funkcji handlowo-usługowo-biurowej i mieszkalnej wielorodzinnej z garażem wielopoziomowym, uzupełnionych o zespoły miejsc postojowych stanowiących odrębne elementy konstrukcyjnie.

Zespół budynków jest podzielony pod względem konstrukcyjnym na następujące elementy:

- wieża W - budynek wysokościowy o dwóch kondygnacjach garaży, trzech kondygnacjach o funkcji handlowo-usługowo-biurowej oraz 34 kondygnacjach o funkcji mieszkalnej (łącznie 39 kondygnacji),
- wieża N budynek wysokościowy o dwóch kondygnacjach garaży, trzech kondygnacjach o funkcji handlowo-usługowo-biurowej oraz 16 kondygnacjach o funkcji mieszkalnej (łącznie 21 kondygnacji),
- zabudowa uzupełniająca U pomiędzy budynkami wysokościowymi - budynki trzykondygnacyjne o funkcji handlowo-usługowo-biurowej z dwoma kondygnacjami garaży.

Budynki pomiędzy sobą są całkowicie zdylatowane łącznie z fundamentami ze względu na rożny rodzaj posadowienia budynków i zróżnicowane obciążenia fundamentów.

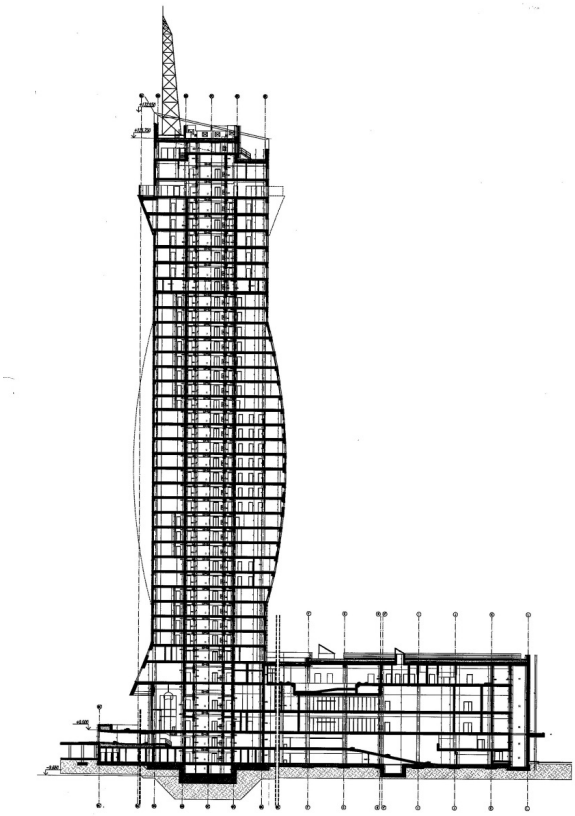
Wszystkie budynki wchodzące w skład zespołu budynków są budynkami o konstrukcji żelbetowej.

Budynek wysokościowy (wieża W) zaprojektowano o konstrukcji żelbetowej z centralnym trzonem żelbetowym złożonym ze ścian o grubości 25 cm: wewnętrznych korytarzy, ścian obudowy klatek schodowych i ścian szybów windowych. Dodatkowo częścią trzonu są żelbetowe kanały wentylacyjne biegnące przez całą wysokości budynku. Konstrukcja budynku poza trzonem komunikacyjnym zaprojektowana jest jako szkielet żelbetowy złożony z zewnętrznych słupów żelbetowych o zmiennych przekrojach połączonych z trzonem płytami stropowymi bezbelkowymi gr. 22 cm. Wymiary słupów zmieniają się od 80x80 cm w kondygnacjach najniższych, przez 70x70 w pośrednich, do 60x60 cm w kondygnacjach najwyższych. Słupy zaprojektowano z betonu klasy C35/45 w kondygnacjach -2 do +4, C30/37 w kondygnacjach +5 do +20

i C25/30 w najwyższych. Stropy na poszczególnych kondygnacjach zaprojektowano jako płytowe, bezbelkowe, żelbetowe o podstawowej grubości 22 cm (lokalnie 20 i 15 cm), z betony klasy C25/30, z przewieszeniami poza obrys słupów, ze względu na geometryczne ukształtowanie architektury budynku na poszczególnych kondygnacjach. Dodatkowe usztywnienie obu wież stanowią ściany żelbetowe gr. 25 cm łączące słupy z trzonem w co drugim układzie nośnym. Posadowienie budynku zaprojektowano na płycie fundamentowej o gr. 140 cm pracującej w układzie skrzyniowym (dodatkowa kondygnacja techniczna) posadowionej na palach żelbetowych.

Podstawowe dane geometryczne budynku – łączna wysokość konstrukcji budynku 136 m, w tym wysokość ponad projektowany poziom terenu 132,3 m; średni wymiar rzutu kondygnacji mieszkalnej 27,7 x 27,7 m, wymiar nośnego trzonu komunikacyjnego 17,7 x 10,6 m. Na dachu budynku zaprojektowano dodatkowo wieżę stalową o wysokości 26 m.

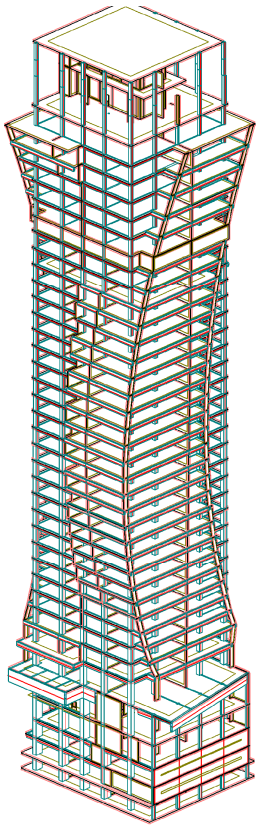
Przekrój poprzeczny budynku pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny budynku wysokościowego W
Fig. 1. Cross section of W building

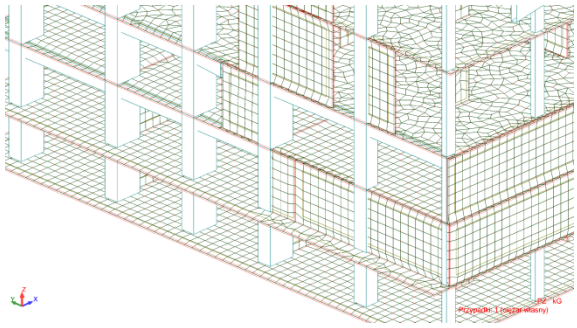
4. Analiza układu stężającego

Obiekt został zamodelowany w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional [7] przy użyciu elementów prętowych (belki i słupy) oraz powłokowych, 3 i 4 – węzłowych o boku nie większym niż 0,5 m (ściany i stropy). Widok modelu przedstawiono na rys. 2. Model składał się łącznie z ponad 280 000 elementów skończonych oraz ponad 240 000 węzłów (rys. 3). Posadowienie budynku przewidziano na fundamencie zespolonym skrzyniowo-palowym, jednak na potrzeby analizy układu stężającego przyjęto w modelu utwierdzenie płyty fundamentowej. Obciążenia do stropów (obciążenie stałe i eksploatacyjne) przyłożone były jako powierzchniowe. Oddziaływanie wiatru przyłożono jako obciążenie liniowe do krawędzi stropów. Ciężar własny elementów konstrukcji został automatycznie wygenerowany w programie.



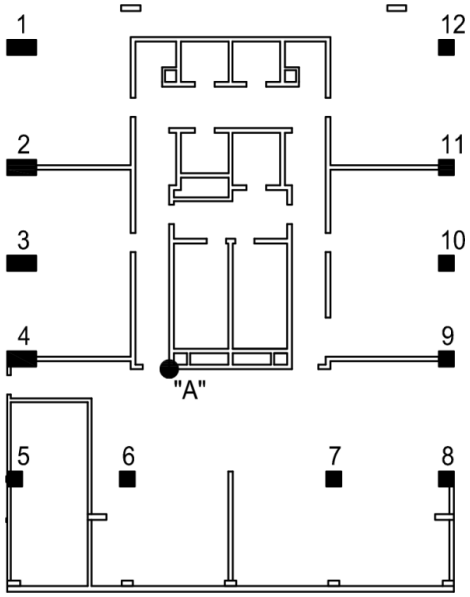
Rys. 2. Model budynku w programie Autodesk Robot

Fig. 2. Model of the building in Autodesk Robot software



Rys. 3. Widok fragmentu modelu numerycznego wraz z siatką elementów skończonych
Fig. 3. View of a part of numerical model with mesh

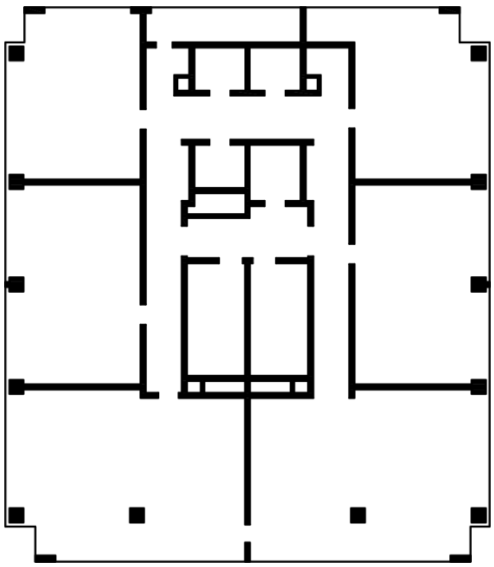
Analizę układu stężającego przeprowadzono na zasadzie modyfikacji bądź usuwania z modelu kolejnych elementów konstrukcyjnych budynku w stosunku do układu wyjściowego i badanie wpływu tych zmian na sztywność obiektu oraz rozkład sił w elementach. Porównywano wychylenie wierzchołka budynku w kierunku poprzecznym, siły w słupach najniższej kondygnacji oraz naprężenia w punkcie narożnym ściany trzonu „A" (rys. 4). Dla zwiększenia czytelności analizy, wszystkie wyniki pochodzą z tej samej kombinacji obciążeń.



Rys. 4. Rzut elementów konstrukcyjnych najniższej kondygnacji wraz z przyjętą numeracją słupów oraz punktem „A", z którego odczytywano naprężenia w trzonie.
Fig. 4. Floor plan of structural elements on the lowest storey with assumed numeration of the columns and the point "A", where the stresses in core has been read.

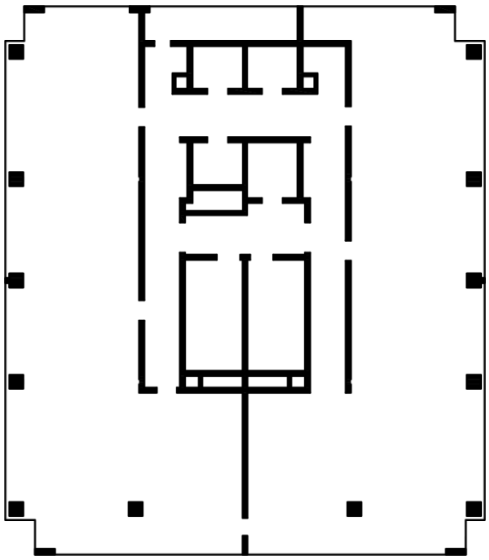
Analizie poddano następujące przypadki:

I wyjściowy układ konstrukcyjny (rys. 5),
II układ, w którym boki wszystkich słupów zostały zwiększone o 20 cm,
III układ, w którym usunięto belki obwodowe zaprojektowane na krawędziach płyt stropowych,
IV układ bez ścian poprzecznych do trzonu budynku (rys. 6),
V układ bez ścian poprzecznych oraz belek obwodowych,
VI układ bez ścian poprzecznych oraz belek obwodowych, ale z zachowanym i rozbudowanym outriggerem na kondygnacji technicznej (rys. 7),
VII układ bez ścian poprzecznych oraz ścian do nich prostopadłych (rys. 8),
VIII układ bez ścian poprzecznych oraz słupów.



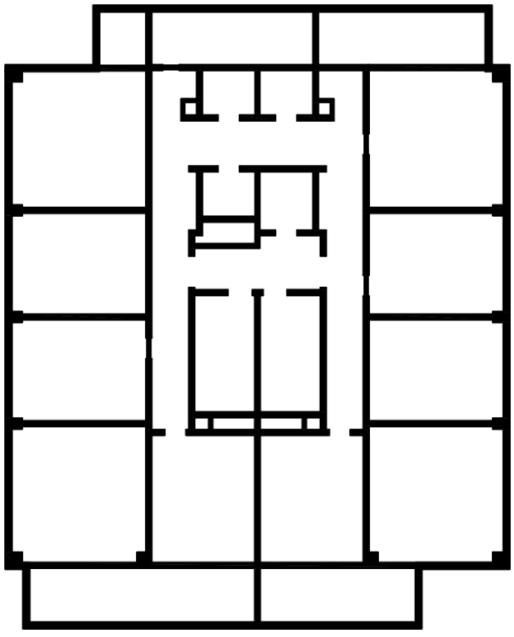
Rys. 5. Rzut wyjściowego układu konstrukcyjnego

Fig. 5. Floor plan of initial structural scheme



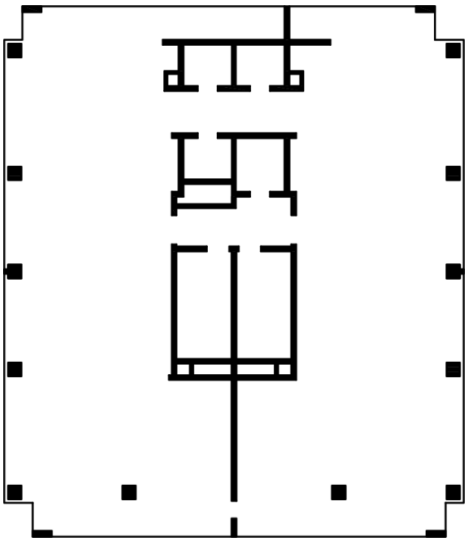
Rys. 6. Rzut układu bez ścian poprzecznych do trzonu budynku

Fig. 6. Floor plan of the scheme without walls perpendicular to core of the building



Rys. 7. Rzut kondygnacji technicznej wraz z dodatkowymi ścianami tworzącymi outrigger

Fig. 7. Floor plan of the technical storey with additional walls creating outrigger



Rys. 8. Rzut układu bez ścian poprzecznych do trzonu budynku oraz ścian do nich prostopadłych

Fig. 8. Floor plan of the scheme without walls perpendicular to core of the building and walls perpendicular to them

Wyniki analizy przedstawiono w tabelach 2 – 4. Przykładową deformację układu oraz naprężenia w trzonie budynku umieszczono na rys. 9 i 10.

Tabela 2. Siły w słupach najniższej kondygnacji w zależności od przyjętego wariantu konstrukcyjnego (numeracja słupów wg rysunku 4)

Table 2. Forces in the lowest storey depending on assumed version of structural system (numbering of column acc. to fig. 4)

Siły w słupach najniższej kondygnacji [kN]								
Schemat układu:	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Słup 1	11197	13023	10001	14044	11999	13416	15395	-
Słup 2	15455	17751	15613	9896	11447	9288	14603	-
Słup 3	14193	16390	13035	15528	14292	14626	17740	-
Słup 4	17541	19975	17169	16749	15605	16007	18851	-
Słup 5	10205	12480	9862	11762	11589	11482	15212	-
Słup 6	11875	13340	11800	12409	12776	12444	14205	-
Słup 7	5617	11863	10124	10995	11502	10969	11578	-
Słup 8	7468	7557	6286	7105	7165	6860	6977	-
Słup 9	10293	7539	5267	10944	10600	10146	11858	-
Słup 10	10542	8907	7391	11234	11174	10235	13841	-
Słup 11	8856	5901	3859	10700	11317	9854	14627	-
Słup 12	8978	8449	7225	8506	8472	8096	10726	-

Tabela 3. Przemieszczenia wierzchołka budynku w zależności od wariantu konstrukcyjnego

Table 3. Lateral drift depending on assumed version of structural system

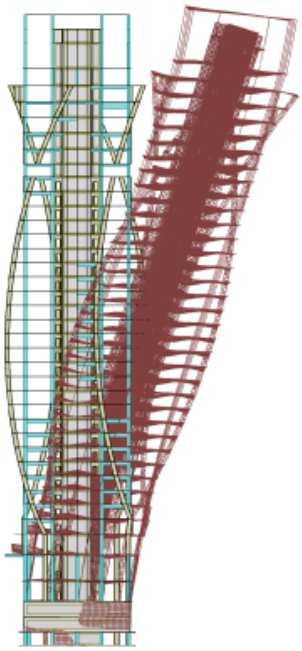
Schemat układu konstrukcyjnego:	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Przemieszczenie wierzchołka budynku [mm]	73,5	47,9	75,4	111,3	116,3	106,1	207,3	374,1

Stosowane w normalizacji ograniczenie wychylenia budynku wynosi H/500 co daje 272 mm. Przemieszczenie otrzymane dla wersji projektowej wynosi 73,5/136000 = H/1850.

Tabela 4. Naprężenia w punkcie „A” w narożu ściany trzonu, w zależności od wariantu konstrukcyjnego [MPa]

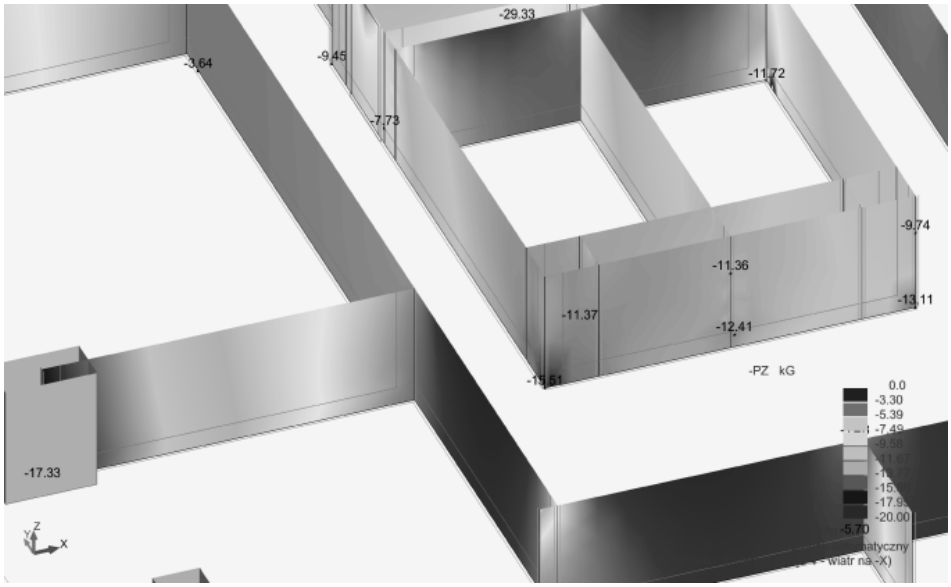
Table 4. Stresses in point "A" depending on assumed version of structural system

Schemat	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Naprężenie	15,51	14,82	15,14	16,93	16,65	17,33	20,72	30,71



Rys. 9. Deformacja modelu obliczeniowego budynku

Fig. 9. Deflection of numerical model of building



Rys. 10. Mapy naprężeń w trzonie – schemat I

Fig. 10. Stress maps in the core – scheme I

5. Wnioski

Przeprowadzona analiza wykazała znaczący udział słupów w przenoszeniu obciążenia poziomego działającego na konstrukcję. Udział ten zmieniał się w zależności od stopnia rozbudowania trzonu, jednak nawet przy braku ścian łączących te elementy konstrukcyjne, w słupach pojawiały się zauważalne siły przy obciążeniach poziomych. Sugeruje to konieczność uwzględniania przy obliczeniach sił wewnętrznych w słupach nie tylko obciążeń grawitacyjnych, ale również wpływu obciążenia poziomego. Usunięcie ścian poprzecznych do trzonu budynku wywołało wyraźny spadek sztywności całego układu, który jedynie w niewielkim stopniu można zniwelować poprzez rozbudowanie outriggera na kondygnacji technicznej. Celem takiego zabiegu jest wciągnięcie słupów do współpracy przy przenoszeniu obciążeń poziomych, jednak w tym wypadku i bez outriggera ta współpraca istnieje, co najlepiej obrazują wyniki analizy schematu VIII, w którym całkowite pozbycie się słupów wywołało prawie 4-krotny wzrost przemieszczenia wierzchołka budynku. Zastosowanie belek obwodowych poskutkowało wyrównaniem naprężeń w płycie, jednak nie miało większego wpływu na sztywność całego budynku. Pozostawienie tylko wewnętrznej części trzonu niemal 3-krotnie obniżyło sztywność budynku.

Literatura

[1] Ali M.M., Moon K.S.: Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects, "Architectural Science Review", 2007, nr 50.
[2] Bródka J., Kozłowski A., Stalowe budynki szkieletowe, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2003.
[3] Kapela M., Sieczkowski J., Projektowanie konstrukcji budynków wielokondygnacyjnych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2003.
[4] Pawłowski A. Z., Cała I., Budynki Wysokie, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2013.
[5] Structural Systems for Tall Buildings, pod redakcją: R. M. Kowalczyk, R. Sinn, M. B. Kilmister. McGaw-Hill, Inc. Singapore 1995.
[6] Taranath B. S., Structural Analysis and Design of Tall Buildings. Steel and Composite Construction, Taylor & Francis Group, LLC 2012.
[7] http://www.autodesk.pl/products/simulation/features/robot-structural-analysis/all/gallery-view

ANALYSIS OF LATERAL LOAD-RESISTING SYSTEM OF CONCRETE HIGH-RISE BUILDING

S u m m a r y

Lateral load-resisting systems applied nowadays in high-rise buildings have been described with the special emphasis to concrete structure buildings. Using 136 m high concrete structure building as an example analysis of shaping of lateral system was conducted. In the analysis the following was considered: core shape, wall localization, cooperation of column. Analysis was performed with the use of software Robot.

Keywords: high-rise building, lateral load-resisting system, stiffness of concrete building

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.143

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 119-134

Grzegorz GREMZA[1]
Jan ZAMOROWSKI[2]

NIETYPOWA KONSTRUKCJA SPAWANEGO WĘZŁA W JEDNOWARSTWOWEJ KRATOWNICY PRZESTRZENNEJ

W artykule przedstawiono wielowątkową analizę niestandardowo ukształtowanych, rozgałęzionych węzłów konstrukcji kratowej o siatce trójkątnej. W konstrukcji tej pręty siatki utworzone z rur o przekroju kwadratowym spawano w węźle do tzw. rozety o kształcie foremnego graniastosłupa o podstawie sześciobocznej i wysokości w przybliżeniu równej bokowi podstawy, który był nieco większy od boku przekroju rury. Szczegółowej analizie poddano dwa warianty węzła. W pierwszym wariancie jeden z boków rury był zlicowany z jednym z denek rozety. W drugim występowało dodatkowe skręcenie pręta względem rozety, na skutek czego fragment rury wystawał ponad rozetę. Powodowało to konieczność wykonania niejednolitej konstrukcyjnie spoiny wzdłuż częściowo wystającej ścianki. Przeanalizowano sposób ukształtowania węzłów w odniesieniu do obowiązujących norm projektowania. Dokonano analitycznej oceny nośności połączenia spawanego. Prześledzono normowe uwarunkowania możliwości wykonania omawianych węzłów w klasie EXC3, zgodnie z klasyfikacją obowiązującą w normie wykonawczej dla konstrukcji stalowych EN-1090-2. W efekcie przeprowadzonych rozważań wnioskowano o technicznej możliwości wykonania takich złączy, przy spełnionych wymaganiach normowych w zakresie ich nośności i technologii wykonania. Oprócz analiz teoretycznych przedstawiono wyniki badań doświadczalnych elementów próbnych składających się z rozety i dwóch naprzemianlegle dołączonych do niej rur. Opisano stanowisko badawcze oraz elementy próbne wykorzystane w badaniach. Rozważania przedstawione w artykule uzupełniono o wybrane wyniki obliczeń numerycznych pierwszego z omówionych wariantów węzła, udostępnione przez współautora projektu konstrukcji.

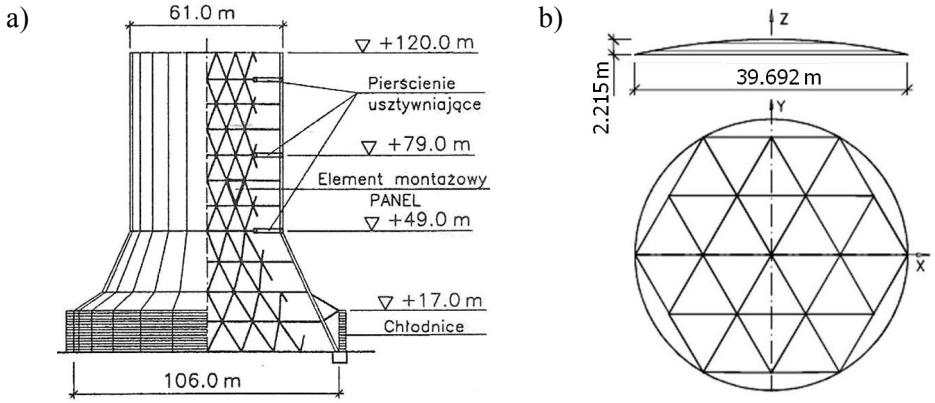
Słowa kluczowe: wykonanie konstrukcji, połączenia spawane, badania, normy

1. Wprowadzenie

W przestrzennych konstrukcjach prętowych ze spawanymi węzłami bez

[1] Autor do korespondencji: Grzegorz Gremza, Politechnika Śląska, 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5, tel.662349538, ggre@interia.pl.
[2] Jan Zamorowski, Akademia Techniczno-Humanistyczna, Bielsko-Biała, zamski@interia.pl.

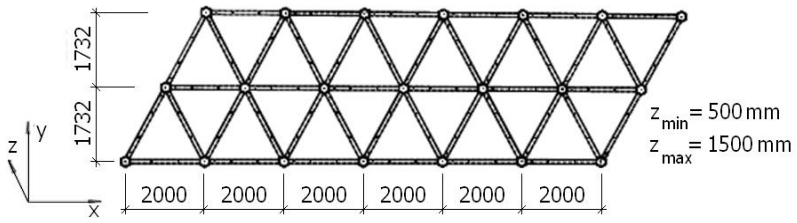
blach węzłowych, usytuowanymi na powierzchniach zakrzywionych, może zajść potrzeba wstępnego, beznaprężeniowego skręcenia krzyżulców celem dopasowania krawędzi ich przekrojów końcowych do konstrukcji węzła usytuowanego w płaszczyźnie stycznej do ich powierzchni. Przykładem takich konstrukcji mogą być siatkowe chłodnie kominowe – rys. 1a [1] czy kopuły – rys. 1b [2], o węzłach usytuowanych na powierzchniach osiowo-symetrycznych. Takie kształtowanie konstrukcji wymaga podjęcia dodatkowych czynności technologicznych i może prowadzić do wzrostu wytężenia jej elementów. Przykładowo, w wyniku wstępnego, beznaprężeniowego skręcenia krzyżulców w kopule ich wytężenie wzrosło o 6,6 % [2]. W konstrukcji tego rodzaju występują także inne szczególne zagadnienia, np. stateczności węzła na przeskok.



Rys. 1. Konstrukcje o powierzchniach zakrzywionych: a) chłodnia siatkowa [1], b) kopuła [2]

Fig. 1. Structures located on curved surfaces: a) lattice cooling tower, b) dome [2]

W nietypowym świetliku dachowym z rur kwadratowych, o strukturze siatki prętowej z trójkątnymi oczkami (o wymiarach w rzucie jak na rys. 2), węzły w postaci specjalnie skonstruowanych rozet usytuowane są na nieregularnie zakrzywionej powierzchni. W konstrukcji tej zrezygnowano ze wstępnego skręcenia prętów na ich długości, w wyniku czego ich krawędzie zostały wysunięte poza lico rozety – patrz opis w punkcie 2 artykułu.

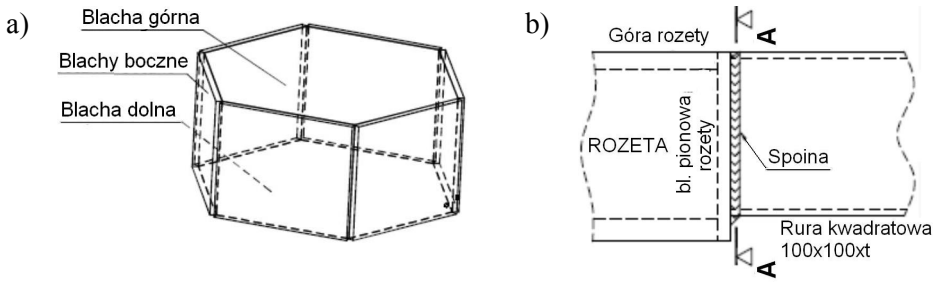


Rys. 2. Widok z góry na fragment konstrukcji siatki z rozetami [3]

Fig. 2. Top view on the part of grid roof structure with rosettes [3]

2. Konstrukcja węzła

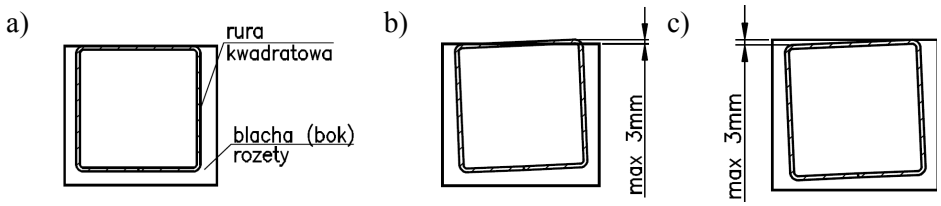
Rozety wykonano z blach zespawanych w formie sześciobocznego graniastosłupa jak na rys. 3. Wymiary boków rozety były nieco większa niż szerokość boku rury. W zależności od węzła siatki, grubości boków rozety wynosiły 6 lub 8 mm [3].



Rys. 3. Konstrukcja rozety [3]: a) widok ogólny rozety, b) widok z boku na połączenie

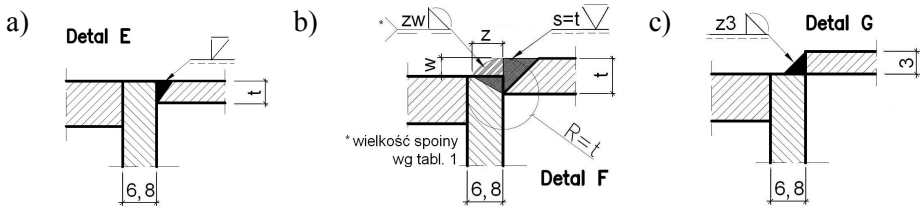
Fig. 3. Construction of the rosette [3]: general view of rosette, b) side view on connection

W wyniku zakrzywienia siatki, przywęzłowe przekroje prętów będą obrócone względem bocznych ścianek rozet. Sytuując rozety w węzłach siatki w płaszczyznach stycznych do jej powierzchni, można uzyskać równoległe ułożenie krawędzi przekroju rur z krawędziami boku rozety jedynie w wyniku wstępnego skręcenia prętów. Z uwagi na zaniechanie tego trudnego technologicznie zabiegu, zewnętrze krawędzie prętów nie są równoległe do odpowiadających im zewnętrznych krawędzi rozet. Licując krzyżulec na jednym końcu z rozetą (patrz rys. 4a) oraz licując jedno z naroży krzyżulca na drugim końcu, drugie z naroży musi wystawać na zewnątrz rozety – patrz rys. 4b. Można również zlicować z rozetą naroże wystające, to wówczas drugie naroże będzie przesunięte do środka rozety – patrz rys. 4c. W węzłach przedmiotowej konstrukcji z uwagi na brak wstępnego skręcenia krzyżulców wystąpiły wszystkie te przypadki.



Rys. 4. Usytuowanie krzyżulca względem rozety [3] (przekroje A-A z rys. 3b)

Fig. 4. Location of a strut relative to rosette [3] (cross-sections A-A from Fig. 3b)



Rys. 5. Detale połączenia rury z rozetą [3]: a) spoina w narożu zlicowanym, b) spoina na długości zewnętrznej ścianki rury, c) spoina w narożu wystającym

Fig. 5. Details of welded joint pipe-rosette [3]: a) weld in an edge equalized to upper edge of the rosette, b) weld on the length of external wall of pipe, c) weld in jutting out edge

Krzyżulce z rozetą na ¾ obwodu spawano spoiną pachwinową. Od górnej strony rozety na krawędziach zlicowanych jak na rys. 4a zaprojektowano spoinę czołową jak rys. 5a, natomiast na krawędziach częściowo wystających jak na rys. 4b wykonano spoinę przechodzącą z czołowej w czołowo-pachwinową jak na rys. 5b. Wymiary tej spoiny przedstawiono w tablicy 1. Konstrukcję wykonano ze stali S355JR i spawano metodą MAG (metoda 135). Minimalna grubość ścianki rury wynosiła 3 mm, a maksymalna 10 mm. Krawędź rury wystawała poza lico rozety nie więcej niż 3 mm, niezależnie od jej grubości.

Tablica 1. Wymiary spoiny z rys. 5 b wg [3]

Table 1. Dimension of weld from Fig. 5b according to [3]

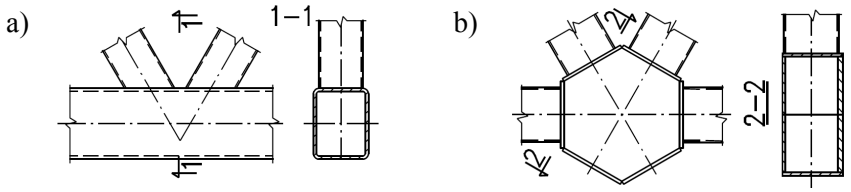
Wymiar	**Detal**										
	E	F			F			G	F		
w (mm):	*w* <0,5	0,5<*w*<1,5			1,5<*w*<2,5			2,5<*w*<3			
t (mm):	3 do 8	3	4, 5, 6	8	3, 4	5	6, 8	3	4	5, 6	8
z (mm):	-	2	3	4	3	4	5	3	4	5	6
Przekrój czynny spoiny ma być równy co najmniej grubości ścianki rury											

3. Uwarunkowania normowe

3.1. Ukształtowanie geometrii węzła

Ogólne zasady projektowania konstrukcji stalowych z materiału o grubości $t \geq 3$ mm zawarto w normie [7]. W normie [8] podano wymagania dla profilowanych na zimno kształtowników i blach poszycia. Przepisy dotyczące projektowania dowolnych węzłów ze stali od S235 do S460 o grubości elementów $t \geq 4$ mm oraz węzłów z kształtowników rurowych o $t \geq 2,5$ mm zamieszczono w normie [9]. Wymagania zawarte w normie [7] dotyczą obliczania konstrukcji i jej elementów, a w normach [8] i [9] oprócz przepisów dotyczących obliczania zawarto również wymagania dotyczące kształtowania węzłów.

Zgodnie z pkt. 8.2(3) normy [8] styki i węzły skrajne należy tak kształtować, aby siły wewnętrzne były przekazywane do efektywnych części przekroju, a w pkt. 2.5(1) normy [9] stwierdza się, że węzły projektuje się na podstawie realistycznych założeń co do rozkładu sił wewnętrznych i momentów. W przedmiotowym węźle sposób przekazywania naprężeń z krzyżulców na węzeł jest zbliżony pod względem statycznym do występującego w węzłach z odstępem w płaskich kratownicach z rur RHS (rys. 6a). Naprężenia z górnej ścianki rury są przekazywane bezpośrednio na górną blachę rozety, a ze ścianek dolnych w pobliżu dolnej blachy rozety przez jej blachy boczne (rys. 6b). Naprężenia ze ścianek rur prostopadłych do podstaw rozety przekazywane są na boczne blachy rozet, przy czym blachy te z uwagi na ich załamania w węźle pracują w lepszych warunkach niż płaskie ścianki w pasach płaskich kratownic. W zakresie statycznym rozwiązanie węzła jest prawidłowe.



Rys. 6. Porównanie konstrukcji węzłów: a) węzła kratownicy płaskiej, b) rozpatrywanego węzła

Fig. 6. Comparison of joints: a) joint in plane truss, b) analysed joint

W pkt. 7.1.2(3) normy [9] zawarto wymaganie dotyczące kształtowania węzła, by kąty Θ_i między sąsiednimi prętami skratowania spełniały warunek $\Theta_i \geq 30°$, a w pkt. 7.1.2(4), by końce prętów zbiegających się w węźle były przygotowane w taki sposób, aby ich kształt przekroju poprzecznego pozostał nie zmieniony. W przedmiotowym węźle kąty między krzyżulcami wynoszą ~60°, a konstrukcja węzła z rozetą umożliwiła zachowanie niezmienionego kształtu końcowych, poprzecznych przekrojów krzyżulców i rygli. Oba wymagania są zatem spełnione.

W normie [6] w zakresie kształtowania węzłów zamieszczono zalecenie, w którym preferuje się węzły z odstępem między prętami skratowania – patrz pkt. E.4a). Zalecenie to w przedmiotowym węźle również zostało zrealizowane.

3.2. Projektowanie i wykonanie spoin

Przepisy dotyczące wykonania stalowych konstrukcji spawanych zawarto w normach [5] i [6] oraz w normach z nimi związanych, a ponadto w zakresie kształtu spoin i ich wymiarów w normach [8] i [9]. Poniżej zamieszczono wyciąg z tych przepisów w zakresie dotyczącym przedmiotowego węzła, przy jego wykonaniu w klasie EXC3 oraz informację w jakiej części przepisy te dotyczą projektanta konstrukcji, a w jakiej powinny być wypełnione przez wykonawcę.

W pkt. 7.1. normy [6] zawarto dwie ogólne informację dotyczące spawania:
- spawanie konstrukcji stalowych klasy EXC3 wykonuje się zgodnie z wymaganiami zawartymi w EN ISO 3834-2 [13],
- spawanie łukowe stali ferrytycznych wykonuje się zgodnie z wymaganiami i zaleceniami zawartymi w EN 1011-1 [10], EN 1011-2 [11]; w normach [10] i [11] zawarto ogólne wytyczne dotyczące właściwej produkcji i kontroli spawania wraz ze szczegółami określającymi zjawiska jakie mogą wystąpić z podaniem skutków i metod ich zapobiegania.

W normie [13] podano między innymi pełne wymagania jakości, dotyczące spawania w warunkach warsztatowych i/lub w warunkach budowy. Określono wymagania wobec podwykonawców, personelu wykonującego spawanie, nadzoru, personelu kontroli i badań, sprzętu do produkcji i badań, a także planowania produkcji, potrzeby przygotowania instrukcji technologicznej spawania i kwalifikowania technologii spawania, materiałów dodatkowych do spawania i badania, urządzeń produkcyjnych i badawczych, dokumentowania prac, materiałów dodatkowych i zapisów dotyczących jakości. Wszystkie te wymagania dotyczą wykonawcy konstrukcji. Zgodnie z pkt. 5.1 w [13] wytwórca powinien przeglądać między innymi wymagania zawarte w umowie i ustalić czy wszystkie informacje konieczne do wykonania operacji wytwarzania są kompletne i dostępne przed rozpoczęciem pracy. Ponadto powinien zademonstrować swoją zdolność do spełnienia wszystkich wymagań oraz odpowiednio zaplanować wszystkie działania związane z zapewnieniem jakości. Z kolei, zgodnie z pkt. 7.2.1 w [6] wytwórca powinien sporządzić plan spawania jako składnik planu produkcyjnego wymaganego wg pkt. 10.1 normy [13].

W pkt. 7.4.1.1 normy [6] zawarto wymaganie aby spawanie było wykonywane z zastosowaniem kwalifikowanych technologii, wg instrukcji technologicznej spawania (WPS) zgodnej z odpowiednią częścią EN ISO 15609-1 [16]. Technologia ta zgodnie z pkt. 10.3 normy [13] powinna być kwalifikowana przed rozpoczęciem produkcji. Wg pkt. 7.4.1.2 w [6] kwalifikowanie technologii spawania w procesach 111, 114, 12, 13 i 14 zależy od klas wykonania, materiału podstawowego i stopnia zmechanizowania – patrz tabl. 12 w [6]. W przypadku konstrukcji klasy EXC3 stosuje się dwie metody kwalifikacji technologii spawania: badanie technologii spawania wg EN ISO 15614-1 oraz przedprodukcyjne badania spawania wg EN ISO 15613. Jeśli procedurę kwalifikacyjną stosuje się do wytężonych poprzecznie spoin pachwinowych na stali gatunków wyższych niż S275, badania powinny być przeprowadzone na krzyżowej próbie rozciąganej zgodnie z EN ISO 9018. W pkt. 7.4.1.4 w [6] podano przepisy dotyczące ważności kwalifikacji technologii spawania, a w pkt. 7.4.2 w [6] dotyczące kwalifikacji spawania połączeń rozgałęzionych kształtowników rurowych o kącie odchylenia mniejszym niż 60°. Takie połączenia powinny być kwalifikowane za pomocą badań specjalnych.

W instrukcji WPS dotyczącej połączeń kształtowników rurowych w konstrukcji kratowej zgodnie z pkt. 7.4.1.1 normy [6] określa się strefy początku

i końca oraz sposób przejścia spoiny pachwinowej w czołową na obwodzie złącza. Zastosowane w węźle przejście spoiny pachwinowej w czołową jak na rys. 5a od strony zlicowanego naroża wymagało odpowiedniego zukosowania ścianki rury w celu zachowania tej ciągłości, a przejście spoiny pachwinowej w czołowo-pachwinową jak na rys. 5b od strony wysuniętego naroża – zukosowania blachy rozety, co powinno być ujęte w instrukcji WPS.

W pkt. 8.5.1(2) normy [8] zawarto wymaganie aby grubość spoin była tak dobrana, by o nośności połączenia w połączeniach (zakładkowych) decydowała raczej nośność części łączonej lub blachy a nie nośność spoin. W pkt. 8.5.1(3) normy [8] uważa się, że wymaganie zawarte w pkt. 8.5.1(2) za spełnione, gdy grubość spoiny jest co najmniej równa grubości łączonej części lub blachy. W przedmiotowym złączu grubość spoiny pachwinowej z uwagi na jej nadlew została tak dobrana (patrz rys. 5c i tabl.1), że powyższe wymaganie zostało spełnione. Rachunkową ocenę tego stwierdzenia można dokonać za pomocą wzoru (8.4a) zawartego w [7], który dotyczy nośności spoiny pachwinowej, poprzecznej:

$$F_{w,Rd} = tL_{we}\,(1\text{-}0{,}3L_{we}/b)f_u/\gamma_{M2}, \tag{1}$$

gdzie: t – grubość ścianki, L_{we} – długość spoiny.

Uwzględniając, że długość spoiny jest równa szerokości ścianki rury ($L_{we} = b$) uzyskuje się:

$$F_{w,1,Rd} = 0{,}7tL_{we}f_u/\gamma_{M2}. \tag{2}$$

Wprowadzając do obliczeń wytrzymałość stali f_u jak dla S235 i S355 oraz współczynniki częściowe $\gamma_{M2} = 1{,}25$ i $\gamma_{M2} = 1{,}10$ oraz $\gamma_{M0} = 1{,}00$, uzyskano nośność spoiny jak w tablicy 2.

Tablica 2. Nośności 1 cm spoiny i ścianki rury o grubości 3 mm wg [8]

Table 2. Load capacities of 1cm weld and 1 cm wall of pipe with a thickness 3 mm acc. to [8]

Stal	**Nośność 1 cm spoiny** $F_{w,1,Rd}$		**Nośność 1 cm ścianki rury** $N_{1,Rd}$	
	kN		kN	
	$\gamma_{M2} = 1{,}25$**	$\gamma_{M2} = 1{,}10$*	$\gamma_{M0} = 1{,}00$**	$\gamma_{M0} = 1{,}10$
1	*2*	*3*	*4*	*5*
S235	6,05	6,87	7,05	6,41
S355	8,57	9,74	10,65	9,68
* wartość dla konstrukcji budynków wg załącznika krajowego do [7] ** podstawowa wartość dla konstrukcji budynków według [7]				

Nośność spoiny (bez nadlewu) przy współczynnikach częściowych $\gamma_{M2} = 1{,}10$ (wartość współczynnika wg załącznika NA do [7]) oraz $\gamma_{M0} = 1{,}00$ wynosi 97,5% nośności ścianki rury ze stali S235 oraz 91,5% ze stali S355. Z kolei,

spoina czołowo-pachwinowa w sposób ciągły przechodzi ze spoiny czołowej w pachwinową na całej szerokości rury. Jej nośność wyniesie odpowiednio 98,8% i 95,8% nośności ścianki rury. Jeśli przyjąć takie same wartości współczynników częściowych dla spoiny pachwinowej i ścianki to nośność spoiny jest nieco większa od nośności ścianki – porównaj kol. 3 i 5 tabl. 2.

Wg pkt. 7.5.11 w [6] połączenia rozgałęzione kształtowników rurowych w konstrukcjach kratowych, zawierające kombinowane złącza spawane (spoiny pachwinowe i jednostronne czołowe), mogą być spawane bez podkładek. Zgodnie z pkt. 7.5.9.2 w [6] szlifowanie na płasko jednostronnych spoin czołowych w złączach kształtowników rurowych wykonywanych bez podkładek jest niedopuszczalne, chyba że ustalono inaczej. Spoiny takie mogą być zeszlifowane na płasko do powierzchni kształtu materiału podstawowego, jeśli wykonano je w całości na podkładkach. Wymagania te dotyczą wykonania węzła.

Pozostałe wymagania zawarte w normie [6] w zakresie projektowania węzłów dotyczą zróżnicowania kształtu spoin w zależności od kąta nachylenia krzyżulca do pasa. Zgodnie z załącznikiem E do [6] spoinę czołową można stosować przy kącie $60° \le \Theta \le 90°$. W przypadku, gdy $\Theta < 60°$ to preferowana jest spoina pachwinowa, przy czym brzegi powinny być zukosowane jak do spawania czołowego – patrz pkt. 7.5.11 w [6]. Ponadto w pkt. 7.5.1.2 podano wymagania dotyczące kształtowników rurowych z rur okrągłych oraz przepis dotyczący przygotowania brzegów w połączeniach kształtowników rurowych do spawania jednostronnego, które powinno uwzględniać zalecenia EN ISO 9692-1 [15]. W zaleceniach tych podano między innymi sposoby przygotowania brzegów dla spoin czołowych (wymiary rowków do spawania) i spoin pachwinowych. W załączniku E do normy [6] podano przykłady tych zaleceń.

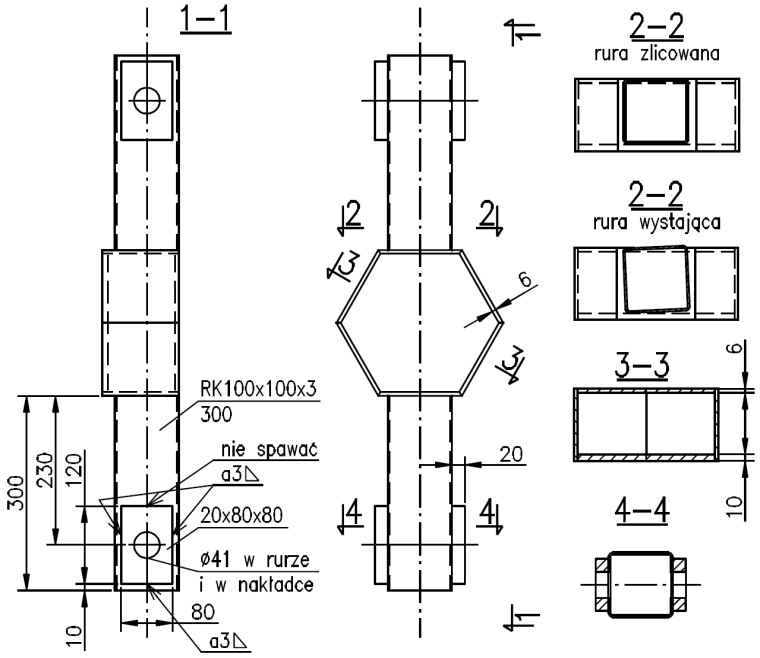
W kratownicach płaskich z rur RHS, ścianki rur równoległe do kratownicy oraz ścianki prostopadłe przy kącie $60° \le \Theta \le 90°$ można spawać spoinami czołowymi lub pachwinowymi, a ścianki prostopadłe przy kącie $30° \le \Theta < 60°$ tylko spoinami pachwinowymi – patrz pkt. E4 w [6], przy czym zgodnie z pkt. 7.4.1.1 normy [6] w instrukcji WPS należy określić strefy początku i końca oraz sposób przejścia spoiny pachwinowej w czołową na obwodzie złącza. Podobne rozwiązanie zastosowano w przedmiotowym złączu, przy czym ściankę równoległą do rozety w jej górnej części spawano spoiną czołowo-pachwinową, a pozostałe ścianki spoinami pachwinowymi przy kącie $\Theta = 90°$. Zgodnie z załącznikiem A do normy [6] (tabl.A1, pkt. 7.6) na rysunkach konstrukcyjnych zamieszczono dodatkowe informacje w zakresie geometrii i kształtu spoiny czołowo-pachwinowej – patrz rys. 5 i tabl. 1.

Punkt 7.4.3 normy [6] dotyczy nadzoru spawalniczego, a w pkt. 12.4.2.2, 12.4.2.3, 12.4.2.4 i 12.4.4 podano wymagania dotyczące zakresu kontroli spoin, w tym w konstrukcjach klasy EXC3 oraz badania produkcyjne spawania. Zaprojektowaną konstrukcję przedmiotowego złącza można wykonać w klasie EXC3.

4. Doświadczalne badania węzła

4.1. Cel i zakres badań, elementy próbne

Celem badań było określenie nośności niestandardowego elementu konstrukcyjnego (rys. 7) składającego się z rozety i dwóch rur RHS ze stali S355, odchylonych względem siebie o kąt 180° i przyspawanych do rozety w sposób analogiczny jak krzyżulce w konstrukcji świetlika dachowego. W elementach próbnych zastosowano rozety o wysokości ~110 mm i szerokości boku ~120 mm oraz rury kwadratowe o boku 100 mm i grubości 3 mm. Ścianki boczne oraz jedno z denek rozety wykonano z blachy o grubości 6 mm, a drugie z blachy o grubości 10 mm. Rury zamocowano do rozety niewspółśrodkowo względem jej ścianek, przesuwając je w kierunku strony o cieńszym denku. Końcówki rur wzmocniono nakładkami z blachy grubości 20 mm w celu zwiększenia ich nośności na docisk trzpienia mocującego próbki w stanowisku badawczym.



Rys. 7. Konstrukcja elementu próbnego

Fig. 7. Construction of specimen

Badaniom poddano dwa zestawy próbek, po trzy próbki w każdym zestawie. W pierwszym zestawie rury były usytuowane względem rozety jak na rys. 4b i przyspawane do rozety trzema spoinami pachwinowymi i jedną spoiną czołowo-pachwinową o charakterystykach geometrycznych jak na rys. 5b i w tabl. 1.

W drugim (kontrolnym) zestawie rury ustawiono względem rozety jak na rys. 4a i przyspawano do rozety trzema spoinami pachwinowymi i jedną czołową. Fotografię próbek przed badaniem przedstawiono na rys. 8.



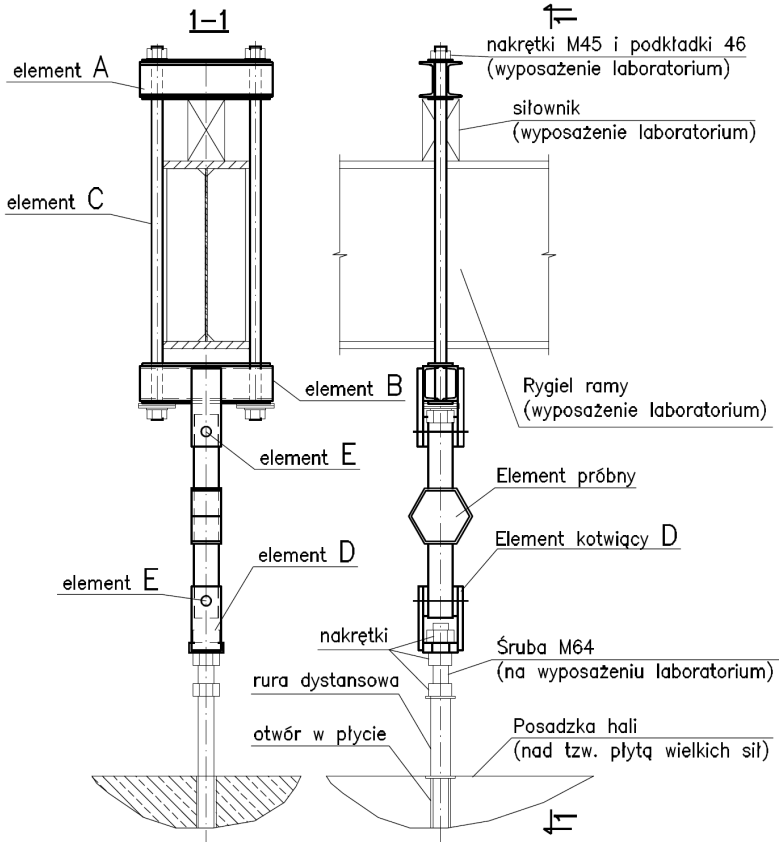
Rys. 8. Elementy próbne

Fig. 8. The test specimens

W celu sprawdzenia granicy plastyczności i wytrzymałości materiału zastosowanego na rury, przebadano trzy próbki materiału pobrane ze środkowej części ścianki rury pozostałej po produkcji elementów próbnych.

4.2. Opis stanowiska badawczego

Konstrukcja stanowiska badawczego o schemacie przedstawionym na rys. 9 umożliwiała osiowe przekazywanie siły rozciągającej na badane elementy. Stanowisko to składało się z ramy stalowej zakotwionej w płycie dużych sił, siłownika oraz dodatkowych elementów od A do E. Elementy próbne z jednej strony kotwiono w tzw. płycie dużych sił za pomocą śruby M64 i elementów łączących D i E, a z drugiej strony za pomocą elementu E do jarzma składającego się z dwóch belek – dolnej (element B) i górnej (element A), połączonych cięgnami (elementy C). Siłownik umieszczono na ryglu ramy pod górną belką jarzma. Rozciąganie elementu próbnego następowało w wyniku przemieszczania do góry górnej belki jarzma. Po zniszczeniu elementu próbnego usuwano sworznie E i wyjmowano części zerwanego elementu.



Rys. 9. Schemat stanowiska badawczego

Fig. 9. Test arrangement

4.3. Przebieg badań, obciążanie elementów

Wartość siły obciążającej określano na podstawie pomiaru ciśnienia i średnicy tłoka zastosowanego siłownika, równej 130 mm; 1 bar na manometrze oznaczał obciążenie 4/3 kN = 1,33 kN. W trakcie badania, na bieżąco korzystano z wykresu i tablicy z odpowiednim przeliczeniem ciśnienia na siłę.

Obciążenia przykładano w sposób możliwie ciągły, z prędkością uzależnioną od stosunku powierzchni tłoków dostępnej pompy i zastosowanego siłownika oraz długości dźwigni pompy i fizycznych możliwości obsługującego urządzenie. Uzyskana prędkość obciążania pozwalała na spełnienie wymagań dotyczących prędkości narastania odkształceń przy ustalaniu R_m w typowej próbie statycznego rozciągania na małej próbce, to jest prędkości odkształcenia w całym zakresie obciążania nie większej niż 0,008 s^{-1}. Osiągnięcie prędkości obciążania między 6 MPa/s a 60 MPa/s wymaganej przy określaniu granicy plastyczności na małych próbkach według [19] nie było możliwe przy tak dużym

elemencie, z uwagi na charakterystyki zastosowanego układu hydraulicznego. Zwykle w badaniach elementów konstrukcyjnych pod obciążeniem statycznym tak wysokie prędkości obciążania nie są stosowane. Powolne przykładanie obciążenia odpowiada warunkom pracy większości elementów konstrukcyjnych budynków, w tym świetlików obciążanych głównie ciężarem własnym i śniegiem.

W ciągu pierwszej minuty badania obciążenie osiągało wartość około 130 kN, przy naprężeniu w przekroju rury ~115 MPa, co oznacza uśrednioną prędkość obciążania ~1,9 MPa/s. Po czterech minutach osiągano wartość około 400 kN, przy naprężeniu w przekroju rury ~350 MPa i prędkości obciążania między pierwszą i czwartą minutą ~1,3 MPa/s. Do chwili osiągnięcia wartości zbliżonej do R_m, średnia prędkość przyrostu naprężenia wynosiła około 0,6 MPa/s. Całkowity czas przebiegu obciążania elementów próbnych do chwili ich zniszczenia wynosił około 15 minut.

4.4. Wyniki badań

Wartości sił obciążających elementy w chwili ich zniszczenia (nośności doświadczalne) zestawiono w pierwszym wierszu tablicy 3. Są to wskazania siłownika pomniejszone o ciężar usprzętowienia, który wynosił 1,3 kN. W wierszu drugim zamieszczono naprężenia uśrednione, obliczone jako iloraz uzyskanej nośności do początkowego pola przekroju rury. Przekraczały one nieco wartości $f_u = R_m = 510$ MPa, zamieszczone w normie [7].

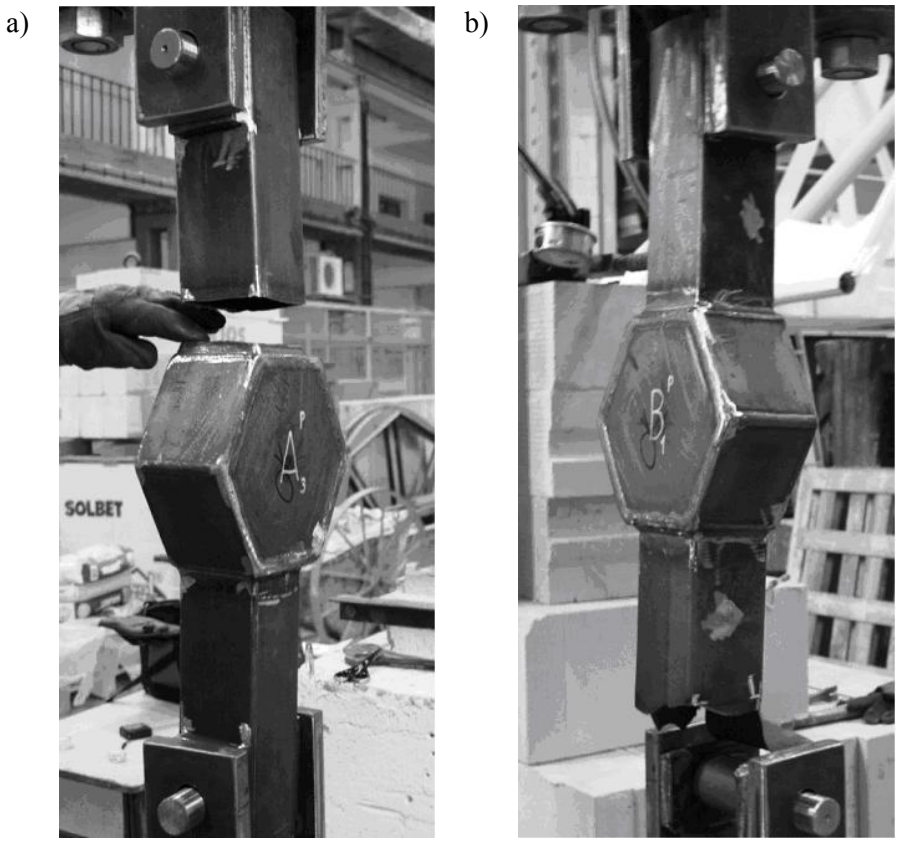
Tablica 3. Wyniki badań

Table 3. Test results

Opis charakterystyk	**Jednostka**	**Próbki ze spoinami czołowo-pachwinowymi**			**Próbki ze spoinami czołowymi**		
		1	2	3	1	2[3)]	3
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*
Nośność	kN	596	588	588	602	582	596
Maksymalne naprężenie [1)]	MPa	523	516	516	528	511	523
Przypadek zniszczenia	-	2	1	1	2	2	2
Strona próbki[2)]	-	góra	dół	góra	dół	góra	góra

[1)] naprężenie uśrednione względem początkowego przekroju rury,
[2)] strona, po której nastąpiło zerwanie,
[3)] uszkodzenie uchwytu – odklejenie spoiny nakładki i rozerwanie otworu po jednej stronie.

We wszystkich elementach zerwaniu uległa rura w przekroju usytuowanym bezpośrednio powyżej styku rury z rozetą (przypadek 1 – rys. 10a) lub w pobliżu uchwytu (przypadek 2 – rys. 10b). W miejscu rozerwania ścianki zawsze występowało wyraźne przewężenie, co świadczy o braku kruchego pęknięcia materiału rodzimego. Niezależnie od przypadku zniszczenia, nośności elementów próbnych były bardzo do siebie zbliżone i różniły się od siebie maksymalnie o 3,4%.

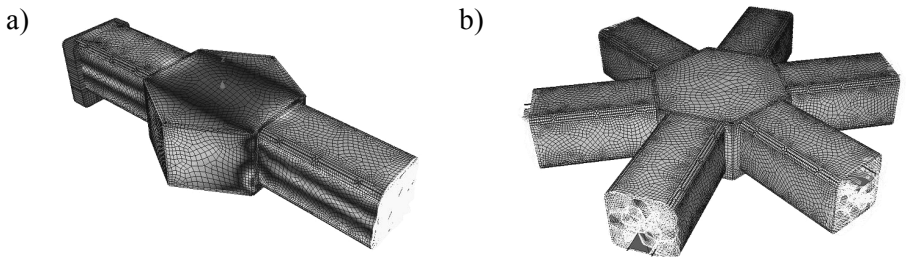


Rys. 10. Próbki po zniszczeniu: a) w przekroju nad spoiną, b) w przekroju nad uchwytem
Fig. 10. Samples after test: a) cracked in cross-section upon weld, b) cracked upon grip

W badanych elementach przed pojawieniem się przewężenia materiału, rejestrowano wydłużenie bazy pomiarowej o długości 40 cm, rzędu 5 ÷ 6 mm, co jest równoznaczne z odkształceniem rzędu 13 ÷ 15 promili. Badane elementy były zatem uplastycznione, a nośność spoin była większa od nośności rur. Średnia wytrzymałość na rozerwanie próbek kontrolnych wynosiła 512 MPa.

5. Analizy numeryczne węzła

W analizach numerycznych [4] przeanalizowano dwa elementy ze stali S355. Pierwszy z nich składał się z rozety oraz dwóch dołączonych do niej rur 100x100x3 mm (rys. 11a). W drugim elemencie (rys. 11b) do rozety dołączono komplet sześciu rur, podobnie jak ma to miejsce w większości węzłów zrealizowanej konstrukcji. W analizowanych numerycznie elementach jedną ze ścianek rury zlicowano z krawędzią rozety, wprowadzając jednostronne spoiny czołowe z nadlewem. W przeanalizowanych węzłach nie uwzględniono przypadku, gdy ścianka rury wystaje częściowo nad rozetę. Prowadzono analizę materiałowo nieliniową, przyjmując model sprężysto-plastyczny.



Rys. 11. Modele numeryczne MES elementów [4]: a) wariant 1, b) wariant 2

Fig. 11. Numerical FEM models of the joints [4]: a) variant 1, b) variant 2

W wyniku analizy numerycznej pierwszego z elementów uzyskano wartość obciążenia granicznego przy osiowym rozciąganiu równą 78% nośności plastycznej przekroju rury na rozciąganie N_{pl}, a w przypadku czystego zginania równą 88 % nośności plastycznej przekroju rury na zginanie M_{pl}. W wyniku analizy drugiego z elementów, w którym końce wszystkich sześciu rur obciążono momentem zginającym, uzyskano w połączeniu taki sam jak w pierwszym elemencie stosunek wartości granicznej obciążenia do nośności plastycznej przekroju rury przy zginaniu.

Uzyskany doświadczalnie stopień wykorzystania nośności przekroju rury określany jako iloczyn jej pola przekroju i granicy plastyczności stali był większy od otrzymanego w analizach numerycznych. Różnice związane były prawdopodobnie z szybszą utratą zbieżności rozwiązania w programie, wynikającą z pominięcia w modelu materiałowym umocnienia stali po przekroczeniu granicy plastyczności.

6. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań eksperymentalnych stwierdzono, że nośność analizowanych połączeń była nie mniejsza niż obciążenie powodujące uplastycznienie przekrojów łączonych do rozety rur. We wszystkich ele-

mentach odnotowano odkształcenia trwałe, a występujące wyraźne przewężenie przy spoinie świadczy, że nie zachodziło pęknięcie kruche. Jednocześnie na podstawie analizy uwarunkowań normowych stwierdzono, że możliwe jest wykonanie rozpatrywanego węzła w klasie EXC3.

Literatura

[1] Zamorowski J.: Obliczanie chłodni kominowej według teorii II rzędu. IX International Conference on Metal Structures, Kraków 1995, t. s. 85-94.

[2] Zamorowski J.: Ocena wpływu wybranych imperfekcji geometrycznych na wytężenie prętów w mało wyniosłej kratownicy przestrzennej, VIII MKN-T KM, Gdańsk 1989, t.2, s. 209-216.

[3] Konsorcjum Zeman-Dachy-Fasady Sp. z o.o., Opal Spółka z o.o. Spółka komandytowa: Wybrane rysunki projektu wykonawczego podziemnej stacji i dworca multimodalnego Łódź Fabryczna: ZEMI 1-PW4-DWK-BB-CME-16027-0.2. Świętochłowice 06.2014 r.

[4] Rabijasz M.: Wyciąg z analizy numerycznej połączeń rur z rozetą dla projektu wykonawczego podziemnej stacji i dworca multimodalnego Łódź Fabryczna (niepublikowane).

[5] PN-EN 1090-1+A1:2012: Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 1: Zasady oceny zgodności elementów konstrukcyjnych.

[6] PN-EN 1090-2+A12012: Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych.

[7] PN-EN 1993-1-1: 2006 +AC: 2009 + Ap1: 2010+NA:2010+A1:2014.07: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[8] PN-EN 1993-1-3: 2008+NA:2010: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.

[9] PN-EN 1993-1-8:2006+NA:2010+NA:2011+ Ap1: 2010 + Ap2: 2011: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych Część 1-8: Projektowanie węzłów.

[10] PN-EN 1011-1:2009 (tylko wersja angielska): Spawanie. Zalecenia dotyczące spawania metali. Część 1: Ogólne wytyczne dotyczące spawania łukowego.

[11] PN-EN 1011-2:2004/A1:2005: Spawanie. Wytyczne dotyczące spawania metali. Część 2: Spawanie łukowe stali ferrytycznych.

[12] PN-EN ISO 3834-1:2007 Wymagania jakości dotyczące spawania materiałów metalowych - Część 1: Kryteria wyboru odpowiedniego poziomu wymagań jakości.

[13] PN-EN ISO 3834-2:2007 Wymagania jakości dotyczące spawania materiałów metalowych - Część 2: Pełne wymagania jakości.

[14] PN-EN ISO 9018:2008: Badania niszczące spoin w metalach -- Badanie na rozciąganie złączy krzyżowych i zakładkowych.

[15] PN-EN ISO 9692-1:2014-02 (wersja angielska, jest wcześniejsza wersja polska): Spawanie i procesy pokrewne. Rodzaje przygotowania złączy. Część 1: Ręczne

spawanie łukowe, spawanie łukowe elektrodą metalową w osłonie gazów, spawanie gazowe, spawanie metodą TIG i spawanie wiązką stali.

[16] PN-EN ISO 15609-1:2007: Specyfikacja i kwalifikowanie technologii spawania metali -- Instrukcja technologiczna spawania. Część 1: Spawanie łukowe.

[17] PN-EN ISO 15613:2006: Specyfikacja i kwalifikowanie technologii spawania metali. Kwalifikowanie na podstawie przedprodukcyjnego badania spawania/zgrzewania.

[18] PN-EN ISO 15614-1:2008: Specyfikacja i kwalifikowanie technologii spawania metali - Badanie technologii spawania - Część 1: Spawanie łukowe i gazowe stali oraz spawanie łukowe niklu i stopów niklu.

[19] PN-EN ISO 6892-1: 2010: Metale-Próba rozciągania-Część 1: Metoda badania w temperaturze otoczenia.

UNTYPICAL CONSTRUCTION OF WELDED JOINT IN SPACE SINGLE-LAYER TRUSS

S u m m a r y

A multi-aspect analysis of untypically shaped multi-branch connections in nodes of single-layer triangular spatial grid has been presented in that article. The bars made of the square pipes which formed a grid has been welded to so called rosette, placed in the node, with a shape of regular hexagonal prism with a height nearly equal to the length of the base edge, that was slightly larger than the dimension of a side of the pipe. Two variants of a joint was analysed in detail. In the first variant one side of the pipe was equalized to the upper edge of the rosette. In the second one an additional twisting of the bar relative to the rosette occurred. As a result, a fragment of the pipe protruded above the rosette what caused the necessity of performing a non-uniform weld along the side of the partially protruding pipe. The way of shaping the joints in accordance to the design standards being in force was analysed. The analytical assessment of a load capacity of the welded joint was made, as well. The standard feasibility requirements of the performing possibility the discussed joints in EXC3 class, according to a classification given by a harmonized standard EN-1090-2 for executing of steel structures, have been tracked. As a result of considerations carried out in the article the conclusions about the technical possibilities of executing such joints, with fulfilled requirements in terms of their load capacity and technology of their execution, were presented. Besides the theoretical analyses the article presents the results of the experimental researches that have been carried out on specimens composed of two pipes located on the opposite sides of the rosette. The test arrangement and the specimens that have been used in the experiment were described in that paper. Considerations that have been presented in the article were supplemented with the selected results of the numerical analysis of the first variant of joint, that were provided by co-author of the discussed structure design [4].

Keywords: execution of steel structures, welded joints, experimental tests, standard rules

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.144

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 135-148

Grzegorz GREMZA[1]
Jan ZAMOROWSKI[2]

SELECTED ASPECTS OF CALCULATING CRANE SUPPORTING BEAMS

During the last few years the European Standards (EN) for designing the overhead crane beams has been introduced by many countries. The general design approach and detailed guidelines presented in these documents are partly different from the previous obligatory national design rules. The calculation based on new rules mostly reveals greater use of the terms of the load capacity, especially it concerns the fatigue load capacity. Such a results lead to designing of the oversized cross-section. On the other hand the investors' requirements to extremely reduce the weight of the construction is a big challenge to the structural engineers and that enforced them to design the constructions without any reserve of the load capacity. In such a context the legitimacy of the simplified calculation method that has been used so far is discussed in this paper. For this purpose the exemplary calculations of beams with varied cross-sections by use of the precise and simplified method were executed. The conclusions concerning differences in stresses values resulting from acceptance of simplified model have been shown. The issues connected with the assessment of the fatigue load capacity are mentioned also in this paper especially focusing on the load capacity of the elements with holes. The American and European standards and another guidelines have been analysed in the aforementioned context and compared with accessible test results.

Keywords: fatigue life, construction details with holes, simplified method, stress

1. Calculating the normal stresses

1.1. Traditional simplified and precise method

So far according to the Polish Standard [1] and outlines using in other countries, eg. [11], the simplified model was used to check the load capacity of the beams with a brace. Such an approach was based on the independent stress checking in the main runway beam and in the horizontal brace. The horizontal brace

[1] Author for correspondence: Grzegorz Gremza, Silesian University of Technology, 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5, 662349538, ggre@interia.pl.
[2] Jan Zamorowski, University of Bielsko-Biała, ATH, 43-309 Bielsko-Biała, ul. Willowa 2, zamski@interia.pl.

was constructed from the outer belt and the inner belt that consisted of the upper flange of the main beam and part of its web, joined together with the horizontal plate or lacings. Obtained stresses that come from the bending of the two mentally separated elements were summarized in the outer fibers of the upper beam flange (Fig. 1).

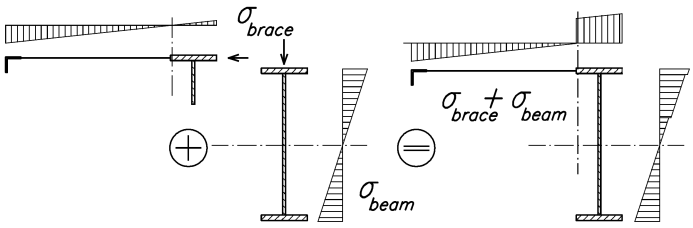


Fig. 1. Traditional scheme of stress calculation in beams with brace

Rys. 1. Tradycyjny schemat obliczania naprężeń w belkach ze stężeniem

The influence of the torsion which is the result of the eccentricity of loading forces relative to the shear centre was ignored in this approach. In case of beams with a big horizontal braces the shear center is placed close to the crossing of the web axis and the axis of the upper flange of the beam, thus torsion being the results of the action of the same forces is significantly weaker than the torsion in the beam without a brace. Simultaneously the cross-section of the beams with braces are mostly higher than the beams without braces. Therefore the additional stresses resulting from bi-moment horizontal bending of the belts can be lower that in other beams. At present in the [5] there are requirements to include the torque resulting from the eccentricities in calculations apart from the type of the beam that is designed.

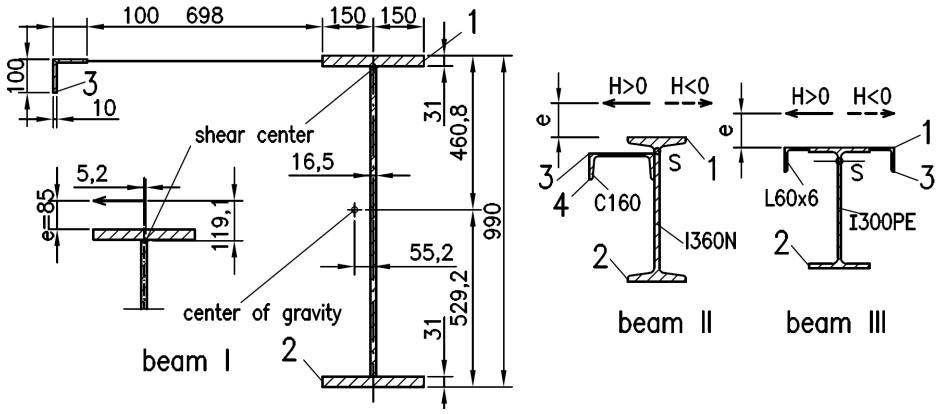


Fig. 2. Cross-sections of the analyzed beams (values of *e* are shown in table 2)

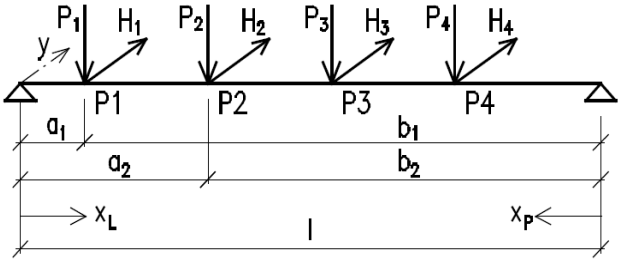
Rys. 2. Przekrój poprzeczny analizowanych belek (wartości *e* są pokazane w tabeli 2)

In this article three existing overhead crane supporting beams were examined (Fig. 2): two with non-symmetrical cross-sections (beam I and beam II) and one with mono-symmetrical cross-section (beam III). The static schemes of these beams are presented on fig. 3 and the values of loads in Table 1.

Table 1. Loads (obtained from accessible design data) and coordinates

Tabela 1. Obciążenia (otrzymane z dostępnych danych projektowych) i współrzędne

Kind of load	Case of load	beam I				beam II and III		
		point on the span according to Fig. 3						
		P1	P2	P3	P4	P1	P2	
Vertical P_i	A,B,C,D	212	207	207	212	65,0	65,0	kN
Horizontal H_i	A	35,6	16,3	5,3	-14,0	17,5	-	kN
	B	-14,0	5,3	16,3	35,6	-17,5	-	kN
	C	73,6	0,0	0,0	-73,6	-	-	kN
	D	-73,6	0,0	0,0	73,6	-	-	kN
a_i	A,B,C,D	1,85	4,00	5,23	7,38	1,93	4,22	m
b_i	A,B,C,D	10,15	8,00	6,77	4,62	3,07	0,78	m

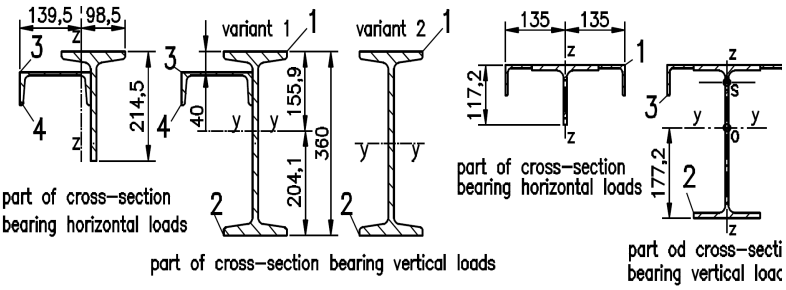


Length-span of the beams:
Beam I: l = 12 m,
Beams II and III: l = 5,0 m

Values of a_i, b_i are given in Table 1.

Fig. 3. Static scheme of the analysed beams and coordinates.

Rys. 3. Schemat statyczny analizowanych belek i współrzędne



Dividing of cross-section of the beam I according to Fig. 1.

Fig. 4. Dividing of the cross-sections of beams II and III in simplified calculations

Rys. 4. Podział przekroju poprzecznego belek II i III do obliczeń uproszczonych

For the more accurate calculations, including warping torsion, the normal stresses (excluding the influence of lateral-torsional buckling) are the sum of the stresses resulting from bi-directional bending and bi-moments as follows:

$$\sigma = \frac{M_y z_i}{I_y} + \frac{M_z y_i}{I_z} + \frac{B\omega_i}{I_\omega}. \tag{1}$$

where: M_y, M_z – bending moments in the major and minor axis,
I_y, I_z – second moments of inertia in the major and minor axis,
y_i, z_i – the distance from gravity center to the point i of the cross-section,
ω_i – the sectorial area at a specified point of the cross-section,
B – bi-moment, I_ω – warping constant of the cross-section.

The values of the bi-moments are calculated by formulas (2a) or (2b):

$$B = \frac{M_{Ti}}{k} \frac{\sinh(k(l-a_i)}{\sinh(kl)} \sinh(kx_L), \tag{2a}$$

$$B = \frac{M_{Ti}}{k} \frac{\sinh(k(l-b_i)}{\sinh(kl)} \sinh(kx_P), \tag{2b}$$

in which: k – flexural-bending characteristic, l – span of the beam, a_i, b_i – position of the torque load at the length of the beam, x_L, x_P – position of the analysed cross-section (coordinates were shown on Fig. 3).

Formulas 2a or 2b are used depending on the position of the cross-section, for which the value of the bi-moment was determined, relative to the place where torque loads have been applied to the beam.

Obtained values of the stress in selected points of the cross section of the beam according the fig. 2 are presented in the table 2. For the beam I differences of the stress values between two verified models reach a few percent. In case of the other beams with similar cross-sections the alike results were received. For the beams II and III the results between the stresses that ware obtained by the precise method and simplified method, were grater than for beam I.

Table 2. Calculated maximum values of stresses for all cases of loads

Tabela 2. Obliczone wartości maksymalne naprężeń dla wszystkich przypadków obciążeń

Beam	Point acc. to Figures 2 and 4	e = 40 mm (beam II and III) e = 85 mm (beam I)			e = 140 mm (beam II and III)		
		Precise	Simplified	%	Precise	Simplified	%
		MPa	MPa	-	MPa	MPa	-
I	1	-210	-188	10,7	-	-	-
	2	179	161	9,9	-	-	-
	3	-	-	-	-	-	-
II –var.1	1	-167	-146	12,3	-176	-146	16,8
	2	129	87	32,4	112	87	22,0
	3	-119	-162	-36,3	-124	-162	-30,4
	4	-106	-134	-26,3	-129	-134	-4,4
II –var.2	1	-167	-168	-0,8	-176	-168	4,4
	2	129	88	31,5	112	88	21,0
	3	-119	-112	5,4	-124	-112	9,5
	4	-106	-112	-5,8	-129	-112	12,5
III	1	-240	-237	1,2	-263	-237	9,9
	2	184	165	10,2	291	165	43,3
	3	-215	-181	15,7	-280	-181	35,3

1.2. Simplified method according to Eurocode

According to Eurocode [5], the influence of the torque moment should be included in calculation of the runway beams for overhead cranes. In calculation model assumed in the Eurocode the influence of bi-moment resulting from warping torsion may be replaced by the influence of the additional loads H_{MT} acting on the upper and lower flange of the beam and replacing torque moment M_T. The loads H_{MT} can be calculated according to the formula (location of these loads has been shown in Fig. 5):

$$H_{MT} = \frac{M_{Ti}}{h}, \tag{3}$$

where: h – axial spacing of the I-beam flanges.

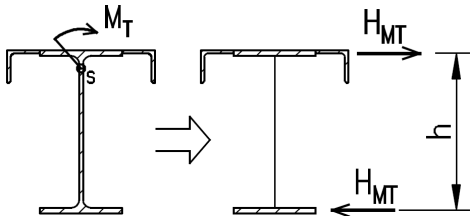


Fig. 5. Location of additional loads H_{MT} replacing torque loads (EC Model)

Rys. 5. Położenie dodatkowych obciążeń H_{MT} zastępujących obciążenie skręcające (EC Model)

The calculation results for selected points of cross-section according to the standard simplified and precise calculation models including the influence of bi-moment have been presented in the table 3. As we can see, the stress values in the lower flange are even up to 144% (for $H < 0$) greater in EC model than those in precise model (that include the bi-moment) in case of beam II with high rail and about 63% in case of beam III.

Table 3. Max. values of stress including bi-moments and bending moments of flanges from H_{MT}

Tabela 3. Maksymalna wartości naprężeń wywołanych bimomentem i momentem zginającym pas od siły H_{MT}

Beam	Point acc. to Fig. 2	e = 40 mm			e = 140 mm		
		Precise (Vlasov)	Simplified (EC)	%	Precise (Vlasov)	Simplified (EC)	%
		MPa	MPa	-	MPa	MPa	-
II– var.1	1	-167	-163	1,8	-176	-187	-6,4
	2	129	166	-28,3	112	271	-142
	3	-119	-187	-57,0	-124	-220	-76,8
	4	-106	-159	-49,5	-129	-192	-49,4
III	1	-240	-269	-11,9	-263	-311	-18,1
	2	184	296	-61,2	291	474	-62,9
	3	-215	-213	1,1	-280	-255	9,0

2. Fatigue

2.1. Introductory remarks

As the result of the introducing the new design rules [3], [4], [5] the size of the beam cross-sections has increased in comparison to the beams that were designed according to the previous rules. Such a situation results from the necessity of the reduction of the stresses in the cross-section due to the changes of the fatigue categories and higher values of the safety factors. The latter issue that has an influence on the situation is the obligation to take the local bending of the web into consideration during the assessment of fatigue resistance. A lot of doubts has arisen among the structural engineers because of the changes between [1] and [4], especially it considers the considerable changes of the fatigue categories for the elements with holes and the limitation of the possibility to reduce the compressive stresses range by 40%.

2.2. Fatigue capacity of elements with holes – Standard rules

For joining the rail to the runway beam the rail clamps (clips) and bolts are often used and sometimes the secondary elements are also connected

to the runway beams by bolts. So far the Polish Standard [1] has contained a few regulations that consider the fatigue load-bearing beam with holes capacity. More detailed rules has been introduced in standard [4] and [6].

There are three base types of the elements with holes (fig. 6): In type I the hole is not filled with fastener or the loads beared by the fastener do not change significantly the values of the internal forces in the element. That is the typical situation for the connection between the runway rail and the runway beam by the bolts and rail clamps and for the connection of the secondary elements with the beam. Type II considers elements connected with non-preloaded bolts or rivets, and the force that is transferred through fastener significantly alters the distribution of internal forces in the element. For example: lap or butt joints in splice connections of beams or columns. Type III contains whole range of connections that use preloaded bolts.

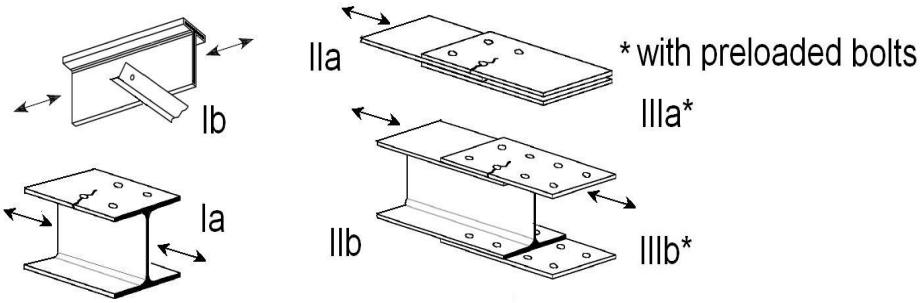


Fig. 6. Types of structural details with holes (see table 4)

Rys. 6. Typy szczegółów konstrukcyjnych z otworami (patrz tabl. 4)

In polish norm from 1990 [1] the only one fatigue category with high value of 140MPa (slightly smaller than for the base material – 160 MPa) has been introduced. Interestingly in the standard that has been issued in 1980 [2] the bearing fatigue capacity for the riveted and bolted connections with fitted bolts or high-strength bolts was varied. Moreover in [2] the fatigue strength depended on the type of steel and shows the values for carbon and low-alloy steels. In the standards [4] and [6] there is no influence between the steel type and the fatigue category, however such an influence was not only mentioned in the [2] standard but was also shown in the results of the examination. The values of the fatigue strength for 2*10^6 cycles for selected constructional details according to [1], [2], [4] and [6] are compared in the table 4. The fatigue curves for chosen construction details with holes, assuming that value of the partial factor of the safety is 1, are shown on the figures 7. Some diversity of the values is noticeable.

Table 4. The values of the fatigue strength for N = 2*10^6 cycles

Tabela 4. Wartości nośności zmęczeniowej przy N = 2*10^6 cykli

Description of detail (type) according to Fig. 6:	Fatigue strength at 2*10^6 cycles acc. to:				
	PN-80 B-03200		PN-90 B-03200	EN 1993-1-9	AISC
	MPa[2)] (stress category according to Fig. 7)				
Element with drilled or reamed empty holes (Ia)	116	125	140 (140)	90 (90)	124 (B)
Element like above, containing bolts for attachment of light bracings with small longitudinal component of brace force (Ib)	116[3)]	125[3)]	140 (140)	90 (90)[3)]	89 (C)
Element with weld access empty holes (Ia)	-	-	-	-	89 (C)
Double covered joint with preloaded bolts (IIIa)	139	148	140 (140)	112 (112)	124 (B)
One sided connection with preloaded bolts (IIIb)	-	-	140 (140)	90 (90)	-
Joint with snug bolts in normal clearance holes (IIa)	-[4)]	-[4)]	-[4)]	50 (50)[5)]	-[4)]
Other mechanically fastened joint eg. lap riveted joint	78	85	140 (140)	-	71 (D)
k[1)]	0	0,1	-	-	-

[1)] *k* – ratio between the lower and upper tension (see also point 2.5)
[2)] values obtained for the safe factor value equal 1,0
[3)] approx. assumption – not enough precise description of detail in Standard
[4)] connection subjected to fatigue should be designed as slip-critical
[5)] no load reversal

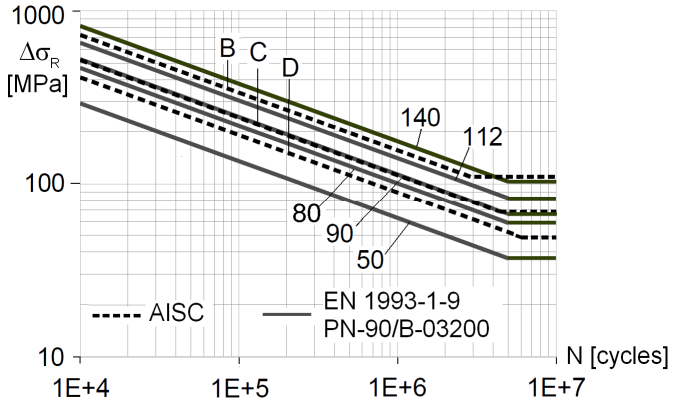


Fig. 7. The comparison between the fatigue strength curves according to different standards

Rys. 7. Porównanie nośności zmęczeniowej z krzywymi z krzywymi wg. różnych przepisów

According to the American Standard [6] the expected number of cycles leading to destruction under determined stress level has considered only the elements with the drilled or sub-punched and reamed holes. In the Eurocode [4] such an information was not given in extenso in the description of the construction details category. According the EN 1090-2 there is a possibility to perform the construction in EXC2 class assuming the low consequence class CC1 according to EN 1990-2. One must emphasize that in the EXC2 class there are no requirements to ream the holes and thus the real fatigue category can be slightly lower. Moreover if the class of the construction is not provided, the construction is performed in the EXC2 class. Thus the whole elements exposed to the fatigue should be designed as the EXC3 class.

2.3. The researches on the fatigue life of the plate elements with holes

Taking into account the possibility of accelerating the production process by punching the holes, for the elements that are exposed to fatigue, the researches focusing on the fatigue life of the aforementioned elements has been conducted [7], [10], [13], [16]. The results of the research for the elements with punched holes have indicated that their fatigue strength is located between the curves D and B (compare Fig. 7), which more or less corresponds to the 80 and 112 categories, exceptionally the fatigue strength is slightly below the curve D. For the elements with drilled holes the results were always over the curve C and frequently even little over the curve B, however the examination based on number of cycles greater than 1*10^6 revealed that the bearing capacities of the elements has been always over the curve B. The influence of the preloaded bolt used in plate with holes (bolt is not the connector) gaining the slight increase of the fatigue strength is mentioned in [8]. However one should note that the number of cycles to failure (fatigue life) of the element with holes drilled by worn drill bit may be nearly the same as in the element with punched holes [10]. Thus it is very important to provide the right quality to the hole surface. The Standard EN 1090-2 provides the reference to the ISO standard that concerns the issues of the surface quality after cutting and polishing. Notwithstanding the authors of [13] indicates that the result discrepancies between fatigue life of the elements with drilled and punched elements might not fit to the matter of fact due to the high quality of the laboratory obtained drilled holes. However the less deformability and slightly less bearing-capacity is obtained for the elements with punched holes even under the static loads. In the papers [16] and [17] the extensive studies for the galvanized and not galvanized samples with punched and drilled holes has been described. The fatigue strength values of the galvanized samples were over the curve provided for the category 71, and for not-galvanized samples over the curve for the category 90.

2.4. The researches on the fatigue life of the lap joints and butt joints

A significant amount of results gathered in [13] revealed that the bearing capacity of the butt joints with 2, 4 and 6 snug bolts or pre-loaded bolts on one side of them mostly were over the curve B. The curve B within about 4,5*10^6 cycle numbers is between 112 and 140 category according to [4] and [1]. Beyond that range the curve B correspond to the slightly higher curve than was established for 140 category (compare Fig. 6). Similar result concerning the pre-tensioned connections has been presented in [10]. Nevertheless in case of the single bolted or double bolted butt joints with 2 or 4 non-preloaded bolts, the fatigue stress capacity of the connection with punched and drilled holes resembled the curve B (revealing some fluctuation of the values). The authors [10], [13] have classified such a connection to the D category that corresponds to the 71 category according to [4]. The bearing capacities for one bolt connection with two splices for the not-galvanized elements with drilled holes presented in [17] correspond to the curve for 71 category, and for the galvanized elements with the punched holes slightly above the curve 36. The adverse influence of the galvanization process was reduced due to the use of high-strength bolts in the connection. Generally most of the authors suggest that the influence of the reaming or galvanization is utterly insignificant in the pre-tensioned connection. The separate issue is use of the resin injected bolts. Less bearing capacity has been obtained for the elements that contain the bolts with injection than for elements with standard bolt at the same rate of the tightening moment.

2.5. The influence of the reversal loading and compressive stresses

The researches that were presented in many papers mostly were conducted under the tensile fluctuating load with the constant amplitude and for ratio between the lower and upper tension in the net section equal about 0,1 e.g. [10], [17]. Sometimes it was from 0,1 up to 0,4 with constant ratio between minimum stress and yield stress equal 0,1. Non-reversal fluctuating load is typical for runway beams and in that context the results interpretation can be useful for the assessment of the stress category. However, the full stress range has not been included in that researches. Furthermore, there is a significant difference in a durability of the compressed and tensioned sample under the same absolute value of the maximum stress, that was included in Polish Standards [1], [2]. The included recommendations fit to the many results that were quoted in [13] and [15], where it was concluded that the reduction of the compressive stress range by 40% under the reversal load for the bolted and riveted connections should be taken into consideration.

2.6. The slope of the fatigue curves for bolted joints

The whole results for the bolted connections indicated that the slope of fatigue curves is smaller than presented in Eurocodes [4] and American standards [6]. Suggested changes concerning the fatigue curves have been presented in [17].

2.7. Fatigue life of the old connections

A lot of attention has been paid to the bear capacity of the old riveted structures. Also the runway beams from the 30s of the twentieth century are still used. In the paper [15] the category C for the new drilled elements has been introduced apart from the age of the steel and the category D for the assessment of the connection with the old holes has been introduced. Such a conclusion does not concern the wrought steel. In the [12] the fatigue category 71 is recommended, independently of the hole performing. Those recommendations correspond with the results of the researches shown in [9]. In some cases category 63 is possible [14]. The shape of the fatigue curve for the riveted connections otherwise than for the bolted connections correspond to that proposed in [4] and [6]. According to the conclusions that are shown in [14], the influence of the holes performing is not enough to differentiate the fatigue categories. More advanced method of assessment the old structures durability are described in [12].

3. Conclusions

3.1. Normal stresses calculation

Three models of overhead cranes runway beams has been discussed in that paper. In the simplified model the upper flange fiber stresses are obtained from the sum of both vertically loaded beam and horizontally loaded brace. In the more precise model the influence of the bi-directional bending and the Saint-Venant and warping torsion is included. In the European standards the influence of the bi-moment may be replaced by the influence of the horizontal bending of the beam flanges loaded additionally with the substitute loading forces H_{MT}. The use of the simplified method of calculating the beams with the broad horizontal braces (as shown in Fig. 1a) according to [1] can be considered appropriate under condition of 10% stock of the beam load capacity. The assumed reserve of load capacity is derived from a few percentage lowering of the stress values in the critical cross-section which is a result of use of the simplified model (Fig.1). That difference can by reduce by including additional loads H_{MT} acting to the flanges as is assumed in Eurocode [4]. The application of aforementioned method for beams with a smaller brace as shown in Fig. 1b may be not appropriate, however it was permitted

in Polish Standard [1]. The force H_{MT} acting on the lower flange of the simply supported beam caused overestimation of the normal stress values in the lower flange about % in comparison to the calculation model with bi-moment. The simplified method of including the bi-moment assumed in Eurocode (as seen on Fig. 5) is accurate for the shell beam models.

Taking into account the market necessity of utilization the maximal load capacity of the beams, using the more precise calculation models including the warping torsion may be reasonable, what is accessible and comfortable nowadays because of computer programs. The geometrical characteristics of the cross-section or the shell models can be modeled in a very quick way. However there are no widely available computer programs which enable to model the bidirectional bended rod with Saint-Venant and warping torsion to determine in a simple way the influence of bi-moment to the state of utilization of load capacity of the overhead crane runway beams.

3.2. Fatigue

The changes introduced in Eurocode concerning the fatigue calculation seem to be the most important to construct the shape of the beams. Among the whole doubts reported by structural engineers, the issues of the fatigue category qualification for the beam with holes has been presented in this paper.

Based on the accessible results it can be concluded that the fatigue categories assumed in the Eurocode for the tensioned elements with holes are not too rigorous. It seems that the additional modification of existing fatigue curves for details that has been shown in that paper would be advisable. Such an approach may allow to precise the assessment of fatigue load capacity. Moreover, it should be defined in Eurocode for which type of the holes (punched or drilled) the fatigue category was determined. Alternatively the necessity to include the execution class EXC3 in the beam design documentation should be mentioned. Lack of data in the Standards that would allow for a more accurate assessment of the elements fatigue life for the repeatable compressive stresses is still an issue. Such information would allow for both safe and more economical design of the beams.

Bibliography

[1] PN-90/B-03200: Polska Norma. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie (Polish Standard. Steel Structures. Design Rules)

[2] PN-80/B-03200: Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie (Polish Standard. Steel structures. Design rules)

[3] EN 1991-3: Eurocode 1: Action on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery

[4] EN 1993-1-9: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue.

[5] EN 1993-6: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures.

[6] ANSI/AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings. AISC, 2007.

[7] Alegre, J.M., Aragon A., Gutierrez-Solana F.: A finite element simulation methodology of the fatigue behavior of punched and drilled plate components. Engineering Failure Analysis Vol. 11. pp 737-750.2004.

[8] Aragon A., Alegre, J.M., Gutierrez-Solana F.: Effect of clamping force on the fatigue behaviour of punched plates subjected to axial loading. Engineering Failure Analysis Vol. 13. pp. 737-750., 2006.

[9] Di Battista, J. D., Adamson, D. E. J., Kulak G. L.: Fatigue Strength of Riveted Connections. Journal of Structural Engineering, 124 (7), 792-797.

[10] Brown J.D., Lubitz D.J., Cekov Y.C., Frank K.H., Keating P.B.: Evaluation of Influence of Hole Making Upon the Performance of Structural Steel Plates and Conn.. CTR Technical Report:0-4624-1, 2007 (www.utexas.edu/research/ctr)

[11] MacCrimmon R.A.: Guide for the design of crane-supporting steel structures. Second edition. Canadian Institute of Steel Construction. Ontario 2009.

[12] Kűhn B. et al.: Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life. JRC Scientific and Technical Report no. 43401. European Commission, Joint Research Centre, Luxembourg 2008.

[13] Kulak G.L., Fisher, J.W., Struik J.H.A.: Guide to design criteria for bolted and riveted joints. 2nd edition, RCSC 1987.

[14] Larrson T.: Fatigue assessment of riveted bridges. PhD Thesis, Lulea University of Technology, February 2009.

[15] Out J.M. M., Fisher J.W., Yen B.T.: Fatigue strength of weathered and Deteriorated riveted members. Fritz Eng. Laboratory Report 483 3(84), Lehigh University 1984

[16] Valtinat G., Huhn H.: Bolted connections with hot dip galvanized steel members with punched holes. Proceedings of the ECCS/AISC Workshop: Connections in Steel Structures V. Amsterdam, June 3-4, 2004, pp. 297-310.

[17] Valtinat G., Huhn H.: Scher-Lochleibungs-Verbindungen mit feuerverzinkten Stahlbauteilen und gestanzten Löchern unter Betriebsbeanspruchungen

WYBRANE ASPEKTY OBLICZANIA BELEK PODSUWNICOWYCH

S t r e s z c z e n i e

Przez ostatnie kilka lat normy europejskie (EN) dotyczące projektowania belek podsuwnicowych były przedstawiane przez wiele krajów. Ogólne podejście projektowe i wytyczne szczegółowe przedstawione w tych dokumentach różnią się częściowo od poprzednio obowiązujących krajowych zasad projektowych. Obliczenia prowadzone na podstawie nowych norm, przeważnie wskazują na większe wykorzystanie nośności, dotyczy to szczególnie nośności zmęczeniowej. Prowadzi to do projektowania zwiększonych przekrojów belek. Z drugiej strony inwestorzy wymagają ekstremalnej redukcji ciężaru konstrukcji. Jest to duże wyzwanie dla inżynierów budowlanych, którzy projektują konstrukcję bez jakiegokolwiek zapasu nośności. W takim kontekście, artykule przedstawiono legalność uproszczonej metody obliczeń, która była używana do tej pory. W tym celu wykonano przykładowe obliczenia nośności belek o różnych przekrojach, według metody dokładnej i uproszczonej. Wnioski dotyczące różnicy wyników wskazują na możliwość

zaakceptowania wartości naprężeń z modelu uproszczonego. W artykule przedstawiono również problemy związane oszacowaniem nośności zmęczeniowej. Skupiono się głównie na nośności elementów osłabionych otworami. W powyższym kontekście, z wynikami badań porównano normy amerykańskie, europejskie, oraz inne dostępne wytyczne.

Słowa kluczowe: nośność zmęczeniowa, szczegóły konstrukcyjne z otworami, metoda uproszczona, naprężenia

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.145

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 149-160

Wioleta ISKRA-KOZAK[1]

MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA POPIOŁÓW WYSOKOWAPNIOWYCH DO OTRZYMYWANIA ZAPRAW TYNKARSKICH

W artykule przeanalizowano możliwość stosowania popiołów lotnych z Elektrowni Pątnów do otrzymania zapraw tynkarskich Ze względu na zmienny skład chemiczny tych popiołów utylizacja tego typu surowca jest trudna. W trakcie przeprowadzonych badań napotkano problem wzrostu objętości wywołany zbyt szybkim wiązaniem anhydrytu oraz krystalizacją wodorotlenku magnezu. Konsekwencją tych procesów jest niszczenie stwardniałej zaprawy. Badaniom poddano właściwości reologiczne oraz podstawowe parametry stwardniałej zaprawy. Wykonane badania wybranych właściwości zapraw, wskazują, że popiół lotny może być wykorzystany do otrzymania zapraw tynkarskich i murarskich.

Słowa kluczowe: popiół lotny, pucolana, peryklaz, tlenek wapnia

1. Wstęp

Popiół lotny towarzyszy spoiwom mineralnym od tysięcy lat i w znaczny sposób może modyfikować właściwości użytkowe spoiw. Jest wartościowym dodatkiem mineralnym stosowanym w wielu gałęziach przemysłu. Świadome wprowadzenie popiołu do spoiw mineralnych święciło triumfy już w starożytnym Rzymie, aby nadać zaprawom wapiennym cechy materiałów wiążących, jako dodatek wprowadzano popioły wulkaniczne. Rozwój energetyki spowodował pojawienie się dużej ilości popiołów o właściwościach pucolanowych, a często także hydraulicznych. Znalazły one zastosowanie jako składnik cementu oraz dodatek do betonu [4,8].

W Polsce popioły lotne wapniowe powstają głównie ze spalania węgla brunatnego w Elektrowni Bełchatów oraz na terenie okręgu konińskiego (Pątnów, Adamów, Konin). Tego typu popioły mają bardziej złożony skład mineralny aniżeli popioły lotne krzemionkowe. Odnosi się to zarówno do składników krystalicznych, jak i fazy szklistej[2].

[1] Autor do korespondencji: Wioleta Iskra – Kozak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651701, w_iskra@prz.edu.pl

Poszczególne frakcje ziarnowe tych popiołów mają zróżnicowany skład chemiczny i mineralny. CaO najczęściej występuje w trzech składnikach: w anhydrycie, w postaci wolnej i w fazie szklistej. Najczęściej najdrobniejsza frakcja ziarnowa jest najbogatsza w związki wapnia, zatem powinna wykazywać najlepsze właściwości hydrauliczne [5].

Czas wiązania tych popiołów mieści się w granicach od kilku minut do nawet kilkunastu godzin, a stwardniały zaczyn popiołowy może osiągać wytrzymałości na ściskanie nawet do 30 MPa.

Ze względu na zbyt dużą zawartość wolnego CaO czy MgO oraz stosunkowo małą aktywność hydrauliczną, popioły te nie cieszą się dużym powodzeniem wśród producentów materiałów budowlanych[1,3].

W przypadku zbyt wysokiej zawartości wolnego CaO zaprawa popiołowa w początkowym okresie wykazuje znaczną wytrzymałość, po czym następuje spadek wytrzymałości. Dzieje się tak ze względu na opóźnioną hydratację CaO. Wapno wypalone w wysokiej temperaturze hydratyzuje powoli, a podczas tego procesu następuje zmiana objętości, bo może prowadzić do zniszczenia zaczynu popiołowego [9].

Kolejnym problemem jest wzrost objętości spowodowany krystalizacją wodorotlenku magnezu. Proces ten wywołuje naprężenia rozciągające w stwardniałym zaczynie, co prowadzi do powstania mikrospęknięć. Takie zaprawy wykazują dużą nasiąkliwość, niską mrozoodporność, a co za tym idzie wysoki spadek wytrzymałości [9].

2. Materiały i metody badań

Wykorzystane w badaniach popioły lotne charakteryzowały się zróżnicowanym składem chemicznym. W tabelach poniżej przedstawiono skład popiołu lotnego niefrakcjonowanego (tab. 1) oraz popiołu lotnego rozdzielonego na frakcje przez separację pneumatyczną (tab. 2).

Mieszanki zostały przygotowane zgodnie z PN-EN 1015-2:1998. Przed przygotowaniem receptur przeprowadzono badania wstępne na recepturach próbnych.

Pierwszym problemem jaki się pojawił podczas badań był wzrost objętości próbek, wywołany zbyt szybkim wiązaniem gipsu, przez co wapno nie mogło w plastycznej matrycy w pełni hydratyzować [7]. Aby temu zjawisku zapobiec, dodano klinkier portlandzki (jako regulator czasu wiązania) w ilości odpowiednio 5% i 10%. Dodatkowo zastosowano kwas cytrynowy w celu opóźnienia czasu wiązania gipsu. Zawartość opóźniacza wyniósł około 0,5% masy gipsu. Jako kruszywo drobne zastosowano piasek o wielkości ziaren do 1 mm, odmiany 2 [14].

Tablica 1. Skład chemiczny popiołu lotnego z Elektrowni Pątnów niefrakcjonowanego

Table 1. Chemical composition of the unfactionally fly ash from the Pątnów Power Station

KOD	K-001/F1	K-001/F2	K-001/F3	K-001/F4	K-001/F5	K-001/F6
Frakcja	0 -15 µm	15 - 30 µm	30 - 45 µm	45 - 63 µm	63 - 100 µm	100 - 1000 µm
Zawartość	%					
Strata prażenia	1,266	0,378	0,224	0,207	0,617	0,041
SiO_2	13,833	21,665	30,944	44,675	64,556	88,87
Al_2O_3	7,002	7,837	8,375	8,988	7,986	1,827
Fe_2O_3	3,467	5,518	8,729	10,059	9,116	5,971
CaO	48,295	46,038	37,524	25,441	11,552	2,077
MgO	6,661	6,407	5,309	3,777	1,954	0,353
SO_3	16,812	9,583	6,182	4,157	2,003	0,339
K_2O	0,347	0,326	0,569	0,832	0,927	0,215
Na_2O	0,189	0,126	0,127	0,138	0,128	0,035
$CaO_{reaktywne}$	35,82	38,86	32,93	22,48	10,14	1,84
CaO_{wolne}	13,56	16,77	13,46	7,34	3,39	1,73

Tablica 2. Skład chemiczny popiołu lotnego z Elektrowni Pątnów po separacji

Table 2. Chemical composition of the fly ash from the Pątnów Power Station after the separation

KOD	K-**001**
Frakcja	
Zawartość	%
Strata prażenia	0,784
SiO_2	50,754
Al_2O_3	6,091
Fe_2O_3	5,968
CaO	24,757
MgO	3,571
SO_3	6,185
K_2O	0,460
Na_2O	0,107
$CaO_{reaktywne}$	20,12
CaO_{wolne}	7,15

Po wykonaniu badań wstępnych sporządzono 4 receptury o składach przedstawionych w tabeli 3.

Tablica 3. Receptury badanych zapraw

Table 3. Formula of the examined mortars

Oznaczenie	Skład zaprawy [%]					Zawartość w stosunku do spoiwa [%]
	Popiół K001	Popiół (F1+F2)	Popiół (F3+F4+F5)	Klinkier portlandzki	Piasek do 1mm	Kwas cytrynowy
IW-1	52	-		10	38	0,5
IW-2	39	-		5	56	0,5
IW-3	-	34	18	10	38	0,5
IW-4	-	26	13	5	56	0,5
IW-5	52	-		10	38	0,5

W trakcie pierwszych 7 dni dojrzewania próbek, zauważono, że próbki ponownie zwiększają swoją objętość. Problem ten głównie dotyczył zapraw, które w swoim składzie zawierały popioły lotne o grubszej frakcji (popiół K001 oraz popiół o frakcji F6). Analizując skład stwierdzono, że problem wynika z obecności dużych ziaren peryklazu, znajdujących się we frakcji F6 oraz w popiele lotnym K001. W celu wyeliminowania tego problemu odrzucono frakcję F6, a popiół K001 (zaprawa IW-1) poddano zmieleniu. Po zmieleniu popiół lotny poddano oznaczeniu miałkości przez przesiewanie na mokro na sicie 0,045 mm, zgodnie z PN-EN 451-2:1998, a następnie sporządzono zaprawę o składzie IW-5 [13].

W celu określenia właściwości reologicznych zapraw wykonano następujące badania:

a) konsystencji metodą stożka pomiarowego według PN-B-04500:1985 oraz stolika rozpływu według PN-EN 1015-3:2000 [10, 12].
b) czasu zachowania właściwości roboczych według PN-EN 1015-9:1999 [13].

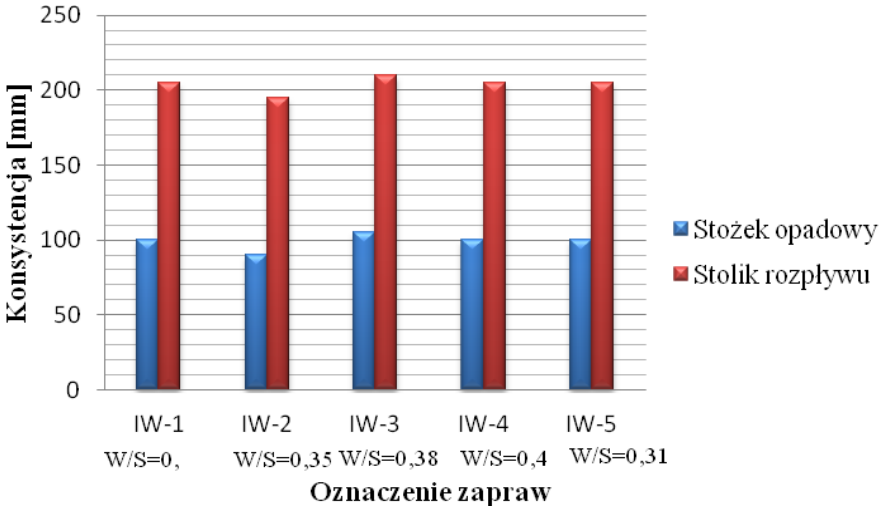
Przeprowadzono również badania stwardniałych zapraw:

a) wytrzymałości na zginanie i ściskanie po 7 i 28 dniach dojrzewania stosując próbkę o wymiarach 40x40x160 mm według PN-EN 1015-11:2001 [14].
b) zmian liniowych po 7 i 28 dniach dojrzewania za pomocą aparatu Graf-Kaufmana na beleczkach z czopami o wymiarach 40x40x160 mm według PN-B-04500:1985 [10].
c) nasiąkliwości po 28 dniach dojrzewania na próbkach o wymiarach 40x40x160 mm według PN-B-04500:1985 [10].
d) przyczepności do podłoża po 28 dniach dojrzewania na krążkach o średnicy 50 mm według PN-EN 1015-12:2002 [15].

Dodatkowo przeprowadzono obserwacje mikroskopowe SEM wraz z analizą EDS stosowanych popiołów lotnych.

3. Omówienie wyników badań

3.1. Konsystencja



Rys. 1 . Konsystencja zapraw badana metodą stożka pomiarowego i stolika rozpływu

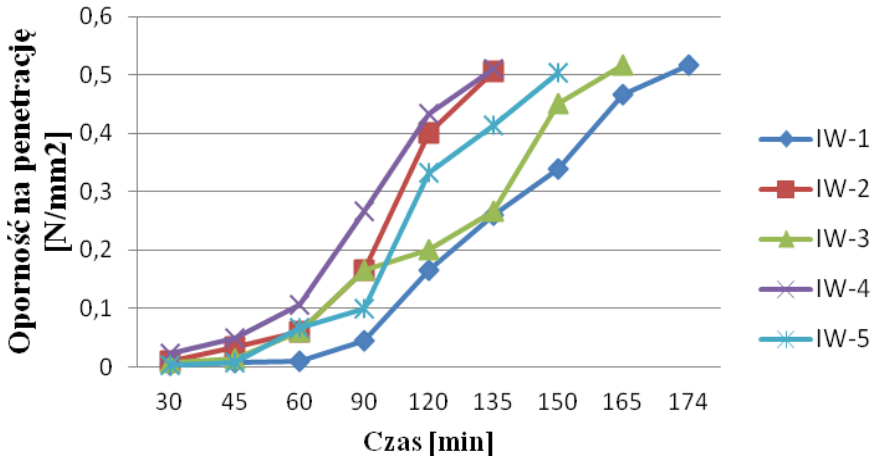
Fig. 1. Consistency of mortars examined with method of the measuring cone and the table of the syneresis

Z analizy wyników konsystencji badanej metodą stożka pomiarowego i stolika rozpływu można zauważyć, że wyniki wszystkich badanych zapraw są porównywalne. Dążono do uzyskania głębokości zanurzenia stożka w granicach 10-11 cm, ponieważ przewiduje się, że zaprawa będzie podawana mechanicznie [6]. Podczas badania metodą stolika rozpływu dążono do uzyskania rozpływu w granicach 20-21 cm. Stosunek w/s poszczególnych zapraw jest zmienny. Z uzyskanych wyników wynika, że najwyższe wartości w obu badaniach wykazały zaprawy IW-3, IW-4 i IW-5, zawierające frakcję drobną. Wodożądność wzrasta wraz z wzrostem zawartości frakcji F1 i F2.

3.2. Czas zachowania właściwości roboczych

Z analizy czasu zachowania właściwości roboczych badanych zapraw (Rys. 2) wynika, że najdłużej właściwości robocze wykazują zaprawy IW-1, IW-3 i IW-5. Czas ten wydłuża się do prawie 170 min, czyli o 20% w porównaniu z zaprawami IW-2 i IW-4. Warto zwrócić uwagę, że ilość dodawanego kwasu cytrynowego pozostała stała. Wydłużenie czasu wynika z zawartości

klinkieru portlandzkiego w poszczególnych zaprawach. Im wyższa jego zawartość w zaprawie (w tym przypadku 10%) tym czas zachowania właściwości roboczych większy. Wynika to prawdopodobnie z zawartości gipsu w popiołach będącego źródłem jonów siarczanowych (klinkier konsumuje gips). Na powierzchni ziaren glinianu trójwapniowego tworzy się cienka warstewka, nieprzepuszczalnego dla wody ettringitu – uwodnionego siarczanoglinianu wapnia, który hamuje postęp hydratacji C_3A zapobiegając błyskawicznemu wiązaniu, przez co czas zachowania właściwości roboczych wydłuża się [7]. Dodatkowo czas zostaje wydłużony poprzez 0,5% dodatek kwasu cytrynowego.



Rys. 2. Czas zachowania właściwości roboczych poszczególnych zapraw

Fig. 2. Time of keeping the property of working individual mortars

3.3. Wytrzymałość na zginanie i ściskanie

Tablica 4. Wyniki badań wytrzymałości na zginanie i ściskanie po 7 i 28 dniach dojrzewania zapraw

Table 4. Test results of the bending and compression strength after 7 and 28 days for ripening of mortars

Wytrzymałość na zginanie i ściskanie ±δ [MPa]										
Okres (dni)	IW-1		IW-2		IW-3		IW-4		IW-5	
	R_f	R_c	R_f	R_c	R_f	R_c	R_f	R_c	R_f	R_c
7	0,74 ±0,02	1,38 ±0,01	0,65 ±0,09	1,13 ±0,08	0,59 ±0,02	1,41 ±0,07	1,01 ±0,05	2,78 ±0,11	2,00 ±0,43	9,38 ±0,51
28	5,11 ±0,44	19,57 ±0,41	1,32 ±0,17	6,69 ±0,26	2,61 ±0,08	9,88 ±0,11	2,30 ±0,19	10,40 ±0,06	5,18 ±0,15	15,33 ±0,12

R_f – wytrzymałość na zginanie
R_c – wytrzymałość na ściskanie

Analizując wyniki badań wytrzymałości na zginanie i ściskanie (tab. 4) można dostrzec, że najwyższe wytrzymałości otrzymano dla zapraw IW-1 i IW-5. Wyniki uzyskane dla tych zapraw są porównywalne. Najniższą wytrzymałość na zginanie i ściskanie otrzymano dla zaprawy IW-2.

Zgodnie z PN-EN 1015-11:2001 i PN-EN 998-2:2003 zaklasyfikowano badane zaprawy w zależności od wytrzymałości na ściskanie według poszczególnych klas (tab. 5, tab. 6).

Tablica 5. Klasyfikacja badanych zapraw zgodnie z PN-EN 1015-11:2001

Table 5. Classification of examined mortars according to PN-EN 1015-11: 2001

Oznaczenie	Klasa
IW-1	CS IV
IW-2	CS III
IW-3	CS IV
IW-4	CS IV
IW-5	CS IV

Tablica 6. Klasyfikacja badanych zapraw zgodnie z PN-EN 998-2:2003

Table 6. Classification of examined mortars according to PN-EN 998-3: 2003

Oznaczenie	Klasa
IW-1	M 15
IW-2	M 5
IW-3	M 5
IW-4	M 10
IW-5	M 15

3.4. Nasiąkliwość

Na podstawie wyników badań nasiąkliwości (Tab. 7) stwierdzono, że zaprawa IW-2 charakteryzuje się najwyższą nasiąkliwością. W porównaniu z pozostałymi wariantami zapraw (IW-1, IW-3, IW-4, IW-5) jest większa o około 40% i będzie prawdopodobnie wykazywała najniższą mrozoodporność. Najniższą nasiąkliwość wykazują zaprawy IW-3 oraz IW-4, odpowiednio 12% i 12,8%.

Tablica 7. Nasiąkliwość zapraw w stosunku do masy w %

Table 7. Absorbability of the mortars in the relations to mass in %

Nasiąkliwość zapraw w stosunku do masy, [%]				
IW-1	IW-2	IW-3	IW-4	IW-5
17,5 ± 0,03	23,2 ± 0,12	12,0 ± 0,04	12,8 ± 0,16	15,5 ± 0,01

3.5. Zmiany liniowe w okresie twardnienia

Interpretując wyniki za pomocą zmian liniowych wszystkich zapraw można stwierdzić, że wszystkie badane próbki zwiększyły swoją objętość (Tab. 8). Największe zmiany liniowe wykazały zaprawy IW-1 oraz IW-2, prawdopodobnie wskutek wzrostu objętości dużych ziaren peryklazu zawartych w popiele lotnym K001. W związku z tym, popiół lotny K001 (wariant IW-1) poddano zmieleniu, co spowodowało znaczny spadek objętości (wariant IW-5, spadek o 90%).

Najmniejsze zmiany liniowe wykazały zaprawy IW-3 i IW-4. Mimo, iż popiół lotny o drobnej frakcji (F1-F5) podczas analizy wykazywał niewielkie ilości peryklazu to nie okazał się on szkodliwy (prawdopodobnie ze względu na niewielki rozmiar jego ziaren).

Tablica 8. Zmiany liniowe w okresie 7 i 28 dni dojrzewania

Table 8. Linear changes in period 7 and 28 days of ripening

Skurcz w okresie twardnienia [%]					
Okres (dni)	IW-1	IW-2	IW-3	IW-4	IW-5
7	-1,64 ± 0,02	-1,02 ± 0,35	-0,46 ± 0,21	-0,07 ± 0,02	-0,21 ± 0,02
28	-2,24 ± 0,11	-4,67 ± 0,28	-0,97 ± 0,14	-0,14 ± 0,04	-0,23 ± 0,06

3.6. Przyczepność do podłoża

Największą przyczepność do podłoża (tab. 9) wykazały zaprawy IW-4 i IW-5. Wyniki badań przyczepności tych dwóch zapraw są porównywalne i wynoszą około 2,25 MPa. Zaprawy IW-1 i IW-3 wykazały o około 50% niższą przyczepność, natomiast zaprawa IW-2 o prawie 80% w stosunku do zapraw IW-4 i IW-5.

Tablica 9. Przyczepność do podłoża badanych zapraw tynkarskich

Table 9. Adhesion of examined masonry mortars to base

Przyczepność do podłoża [N/mm^2]				
IW-1	IW-2	IW-3	IW-4	IW-5
1,37 ± 0,08	0,5 ± 0,02	1,05 ± 0,03	2,28 ± 0,07	2,23 ± 0,02

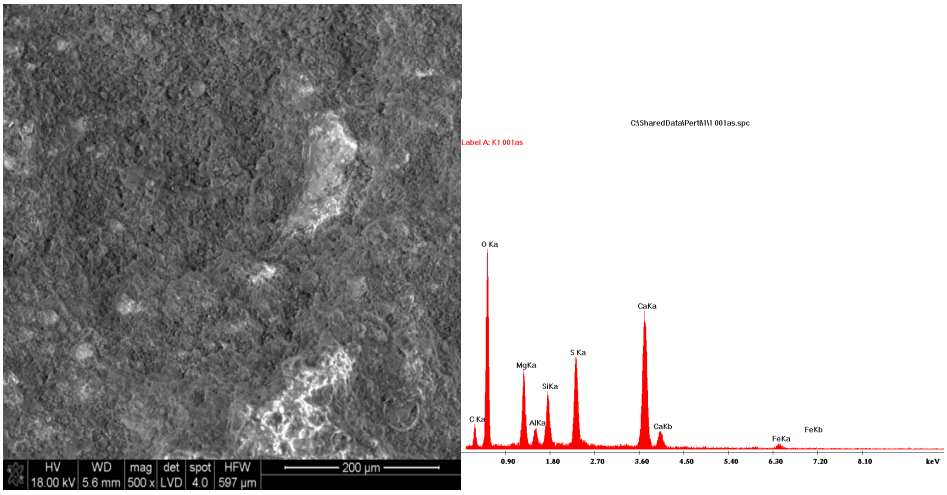
Modele pęknięcia do których doszło podczas badania przedstawiono na rysunkach poniżej (Rys.3). W zaprawach IW-4 i IW-5 nastąpiło pęknięcie kohezyjne w samej zaprawie. W przypadku pozostałych zaprawa IW-1, IW-2 IW-3 nastąpiło pęknięcie adhezyjne na styku zaprawy z podłożem [6].



Rys. 3. a) Pęknięcie kohezyjne w samej zaprawie b) Pęknięcie adhezyjne na styku zaprawy z podłożem.

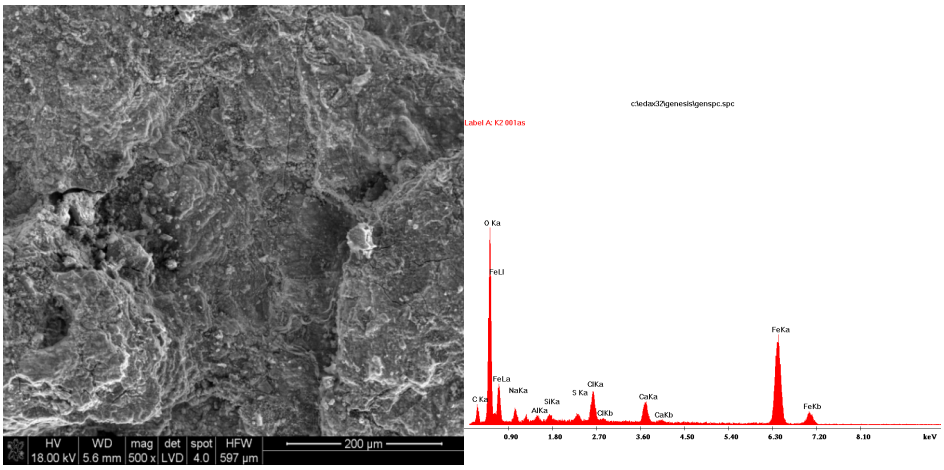
Fig. 3. a) Cohesion crack inside mortar b) Adhesion crack on the joint of mortar with base

W analizie SEM oraz jakościowej i ilościowej analizie rozkładu pierwiastków w badanych próbkach stwierdzono, że główną fazą jest siarczan wapnia – $CaSO_4$. W popiele lotnym występują śladowe ilości glinu, żelaza oraz węgla. Szczególną uwagę zwraca pojawiający się tlenek magnezu, który spowodował wzrost objętości próbek zaprawy (Rys. 4). Dokonana analiza wykazała obecność żelaza. Zbyt wysoka jego zawartość w stwardniałej mieszance betonowej może doprowadzić do wystąpienia plam na jej powierzchni [7]. Stwierdzono śladowe ilości chloru, glinu oraz sodu (Rys. 5).



Rys. 4. Obraz SEM z analizą powierzchniową EDS popiołu lotnego siarczanowo-wapniowego z Elektrowni Pątnów

Fig. 4. SEM image with EDS surface analysis of the sulphate - calcium fly ash from the Pątnów Power Station



Rys. 5. Obraz SEM z analizą powierzchniową EDS popiołu lotnego siarczanowo-wapniowego z Elektrowni Pątnów

Fig. 5. SEM image with EDS surface analysis of the sulphate - calcium fly ash from the Pątnów Power Station

4. Wnioski

W pracy przedstawiono wyniki badań, mających na celu utylizację popiołu lotnego siarczanowo-wapniowego pochodzącego z Elektrowni Pątnów, wskutek zastosowania go do wykonania zapraw tynkarskich.

Z przeprowadzonych badań wypływają następujące wnioski:

1. Podjęta próba utylizacji popiołów lotnych siarczanowo-wapniowych z Elektrowni Pątnów poprzez zastosowanie ich do wykonania zapraw tynkarskich zakończyła się powodzeniem.
2. Przeprowadzone badania wykazały, że popiół lotny nadał zaprawom tynkarskim pożądane właściwości.
3. W celu zlikwidowania zakłóceń technologicznych polegających na pęcznieniu zapraw dodano klinkier portlandzki w celu opóźnienia czasu wiązania anhydrytu, tak aby tlenek wapnia mógł w pełni hydratyzować.
4. Występujące duże ziarna peryklazu stanowią problem, który można zlikwidować stosując wydzielone frakcje popiołu lotnego lub poddając popiół lotny zmieleniu.
5. Badane popioły mogą stanowić potencjalny składnik do otrzymywania zapraw murarskich.

Literatura

[1] Baran T., Garbacik A.: Popioły wysokowapniowe szansą uzupełnienia bazy popiołów dla przemysłu cementowego, Instytut Ceramiki, Szkła, Materiałów Ogniotrwałych i Budowlanych, Oddział Mineralnych Materiałów Budowlanych, Kraków, 2010.

[2] Chudek M., Hycnar J., Plewa F.: Węgiel brunatny - utylizacja surowców towarzyszących i odpadów elektrownianych, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1999.

[3] Giergiczny Z.: High calcium fly ash, Cement -Wapno - Beton, nr 5, 2005, 271-282.

[4] Giergiczny Z., Gawlicki M.: Popiół lotny jako aktywny składnik cementów i dodatek mineralny do betonu, Materiały z Konferencji Dni Betonu – Tradycja i Nowoczesność, s. 277-293, Wisła 2004.

[5] Giergiczny Z., Weryńska A.: Wpływ rozdrobnienia popiołu lotnego z węgla brunatnego na własności wytrzymałościowe spoiw cementowo-popiołowych, XXXIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Gliwice - Krynica 1987, t. 4.

[6] Małolepszy J. (red.): Materiały budowlane. Podstawy technologii i metody badań, AGH, Kraków 2008r.

[7] Neville A. M.: Właściwości betonu, Kraków 2000.

[8] Neya R.: Mineralne surowce odpadowe, Wydawnictwo Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, 2009.

[9] Pytel Z.: Technologia i właściwości autoklawizowanego materiału budowlanego z siarczanowo-wapniowych popiołów lotnych, Rozprawa doktorska, Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, Kraków, 1994.

[10] PN-B-04500:1985: Zaprawy budowlane. Badania cech fizycznych i wytrzymałościowych.

[11] PN-EN 451-2:1998: Metoda badania popiołu lotnego. Oznaczanie miałkości przez przesiewanie na mokro.

[12] PN-EN 1015-3:2000: Metody badań zapraw do murów. Określenie konsystencji świeżej zaprawy (za pomocą stolika rozpływu).

[13] PN-EN 1015-9:1999: Metody badań zapraw do murów Część 9: Określenie czasu zachowania właściwości roboczych i czasu korekty świeżej zaprawy.

[14] PN-EN 1015-11:2001: Metody badań zapraw do murów Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy.

[15] PN-EN 1015-12:2002: Metody badań zapraw do murów Część 12: Określenie przyczepności do podłoża stwardniałych zapraw na obrzutkę i do tynkowania.

[16] PN-79/B-06711: Piaski do zapraw budowlanych.

THE POSSIBILITIES OF USING HIGH-CALCIUM ASHES FOR OBTAINING MASONRY MORTARS

S u m m a r y

In the article a possibility of applying fly ashes from Pątnów Power Station was analysed for obtaining masonry mortars. On account of the changeable chemical composition of these ashes the recycling of the raw material of this type is difficult. In the course of the conducted examination a problem of the volume increase triggered by too fast anhydrite setting and the crystallization of the magnesium hydroxide was encountered. A decay of hardened mortar is a consequence of these processes. Rheological properties and basic parameters of hardened mortar were tested. The performed research on the chosen properties of mortars shows that the fly ash can be used for obtaining masonry mortars and bricklaying.

Keywords: fly ash, puzzolan, periclase, calcium oxide

Przesłano do redakcji:25.11.2014
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.146

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 161-171

Waldemar IZDEBSKI[1]

MOŻLIWOŚCI PODNIESIENIA POZIOMU AUTOMATYZACJI W FUNKCJONOWANIU PAŃSTWOWEGO ZASOBU GEODEZYJNEGO I KARTOGRAFICZNEGO W OBLICZU AKTUALNYCH UREGULOWAŃ PRAWNYCH I POSTĘPUJĄCEGO ROZWOJU TECHNOLOGICZNEGO

Państwowy zasób geodezyjny i kartograficzny prowadzony jest w Polsce już od kilkudziesięciu lat. Obecna jego forma organizacyjna istnieje od roku 1999, w którym na mocy reformy administracyjnej przywrócono funkcjonowanie powiatów, a zasób danych geodezyjnych przypisanych do powiatów stał się bazą wszelkich opracowań kartograficznych wykorzystywanych w gospodarce, a w szczególności w procesie inwestycyjnym. Metody i środki wykorzystywane do prowadzenia zasobu były zawsze adekwatne do dostępnych środków technicznych. Mapa zasadnicza, jako podstawowy element zasobu, zawsze stanowiła najwierniejszy co do treści, i najdokładniejszy co do lokalizacji model rzeczywistości wykorzystywany przede wszystkim do celów urzędowych, jako pomoc w projektowaniu i realizacji inwestycji. Obecnie obowiązujące przepisy, związane głównie z implementacja dyrektywy INSPIRE, wnoszą wiele zmian w funkcjonowaniu zasobu. Nie zawsze są to jednak zmiany korzystne. W artykule autor przedstawia swoje spostrzeżenia dotyczące problemów w automatyzacji prowadzenia zasobu na bazie wieloletniego doświadczenia w przedmiotowym temacie oraz stara się przedstawić rozwiązania zidentyfikowanych problemów w zgodzie z osiągnięciami techniki, wiedzą profesjonalną i poszanowaniem prawa. Widoczne problemy to głównie niefortunne rozdzielenie treści mapy zasadniczej na 6 baz specjalistycznych, ale również m.in. niejasne i niespójne zapisy w prawie, brak przygotowania powiatów do korzystania z płatności internetowych czy niezrozumienie istoty dokumentu elektronicznego.

Słowa kluczowe: dane przestrzenne, mapa zasadnicza, Infrastruktura Informacji Przestrzennej, IIP

[1] Autor do korespondencji: Waldemar Izdebski, Politechnika Warszawska, Wydział Geodezji i Kartografii, pl. Politechniki 1, 00-661 Warszawa, tel. 22-234-7751, email: w.izdebski@gik.pw.edu.pl

1. Wprowadzenie

Automatyzacja obsługi zasobu geodezyjnego i kartograficznego była przedmiotem zainteresowania środowiska geodezyjnego od chwili powstania pierwszych komputerów. Szczególnie dużo nowego w tym zakresie wniósł rozwój Internetu, który pozwolił na dostęp do danych zasobu bez fizycznej obecności geodety w ośrodku dokumentacji geodezyjnej i kartograficznej. Przez kilka ostatnich lat rozwijano technologie z tym związane i widać już było odczuwalny postęp. Jednak ostatnie nowelizacje prawa geodezyjnego i kartograficznego spowodowały wiele perturbacji w ewolucyjnie postępującej automatyzacji funkcjonowania zasobu.

Najważniejsze problemy dotyczą wprowadzenia konieczności dokonywania opłat przed otrzymaniem materiałów i wydawania licencji na wykorzystanie materiałów zasobu. Innym istotnym problemem jest też fakt, że nowelizacja ustawy Prawo Geodezyjne i Kartograficzne (PGiK) zmieniła definicję mapy zasadniczej, czyli czegoś, co przez lata było podstawowym elementem zasobu geodezyjnego i kartograficznego. Teraz mapę zasadniczą definiuje się jako standardowe opracowanie kartograficzne tworzone na podstawie odpowiednich zbiorów danych wymienionych w art. 4 ust. 1a i ust. 1b cytowanej ustawy. Z analizy aktualnych przepisów wynika, że obecna treść mapy zasadniczej składa się z 278 obiektów [8] pochodzących z sześciu rejestrów publicznych:

EGiB - ewidencja gruntów i budynków.

GESUT - geodezyjna ewidencja uzbrojenia terenu.

PRG - państwowy rejestr granic.

PRPOG - państwowy rejestr podstawowej osnowy geodezyjnej.

BDOT500 - baza danych obiektów topograficznych 1:500.

BDSOG - baza danych szczegółowych osnów geodezyjnych.

W nowelizacji w 2010r., przewidziano wprawdzie okres przejściowy do 31 grudnia 2013r. na wprowadzenie stosownych zmian (art. 53b), ale dotrzymanie tego terminu było niemożliwe i zapis o nowej mapie zasadniczej pozostawał martwy. Chcąc wyeliminować problematyczny zapis ustawodawca, przy okazji nowelizacji ustawy PGiK w 2014r., przesunął ostateczny termin wprowadzenia odpowiednich baz do 31 grudnia 2016r., ale dotrzymanie nowego terminu bez działań wspierających jest również niemożliwe i należy go traktować jedynie w kategoriach życzeniowych. Zupełnie inną sprawą jest pytanie o celowość rozbicia mapy zasadniczej na wiele baz źródłowych. Co przez to zyskujemy, a co tracimy?

Ratując sytuację, w nowelizacji 2014r., ustawodawca wprowadził także optymistyczny zapis, że do czasu utworzenia właściwych baz, zamiast mapy papierowej będzie stosowana jej postać rastrowa, systematycznie uzupełniana danymi wektorowymi. Problem się jednak nie rozwiązał, bo nie można postaci rastrowej wprowadzić z dnia na dzień. Tak więc mapa papierowa jak była, tak pozostała nadal. Taki stan powoduje sytuacje konfliktowe, bo wykonawcy prac

geodezyjnych, coraz częściej, nie chcą aktualizować mapy tradycyjnej, powołują się na zapisy ustawy PGiK, zgodnie z którym taka mapa mogła funkcjonować tylko do 31 grudnia 2013r. I oczywiście sądy przyznają im rację, natomiast nie przekłada się to niestety na szybsze powstawanie map numerycznych.

W kwestii mapy zasadniczej, prowadzonej dotychczas w postaci numerycznej aktualne zapisy określają, że można taką formę pozostawić, ale jedynie do końca 2016 roku, a od 1 stycznia 2017r. wszystko już powinno być prowadzone w wymienionych w ustawie PGiK bazach danych.

W temacie przytoczonych problemów powiedziano już wiele [3], [6], [7], ale trudności wciąż się utrzymują i tylko ich wyraźne przedstawienie i przeciwdziałanie może przynieść pozytywne efekty. W niniejszym referacie skoncentrujemy się głównie na problemach automatyzacji zasobu i propozycjach takich rozwiązań, które będą wykorzystywały osiągnięcia techniki i wiedzy profesjonalnej w połączeniu z poszanowaniem uregulowań prawnych.

2. Istota automatyzacji prowadzenia zasobu

W powszechnym rozumieniu Państwowy Zasób Geodezyjny i Kartograficzny składa się z wyników pomiarów zgromadzonych w operatach technicznych i powstałych na ich bazie opracowań kartograficznych i rejestrów, najczęściej mających już postać numeryczną. Jednym z bardzo istotnych elementów zasobu geodezyjnego i kartograficznego jest mapa zasadnicza [1], będąca najdokładniejszym i najbardziej szczegółowym opracowaniem kartograficznym otaczającej nas rzeczywistości służącym do planowania i realizacji inwestycji oraz ogólnym potrzebom obywateli, gospodarki, obronności czy nauki [5]. Od początku funkcjonowania mapy zasadniczej zdawano sobie sprawę, że nie da się takiego szczegółowego opracowania utrzymać jako całości w stanie ciągłej aktualności. Szukano więc pewnych kompromisów pozwalających gromadzić dane bazowe, które później w wyniku przygotowywania procesu inwestycyjnego byłyby szybko uzupełniane do pełnej aktualności. Tak właśnie powstał zasób geodezyjny i towarzyszące mu prace geodezyjne, których wyniki służą aktualizacji zasobu. Szacuje się, że w Polsce realizowanych jest rocznie ok. 1.000.000 prac geodezyjnych, co oznacza, że skala problemu jest duża i warto zająć się automatyzacją związanych z nimi procesów.

2.1. Przejawy automatyzacji zasobu

Przejawy automatyzacji funkcjonowania zasobu geodezyjnego i kartograficznego możemy podzielić na dwie zasadnicze grupy tzn. dla obywateli i dla wykonawców prac geodezyjnych [4]. W przejawach automatyzacji istotnych dla ogółu obywateli wyróżniamy:

1. Portale mapowe bazujące na danych ośrodków dokumentacji udostępniające podstawowe dane referencyjne jakimi są działki i budynki, czyli najogólniej mówiąc dane geometryczne ewidencji gruntów i budynków.
2. Umożliwienie obywatelom zakup mapy zasadniczej z wykorzystaniem Internetu.

Wśród przejawów automatyzacji istotnych dla wykonawców prac geodezyjnych należy wymienić:

1. Udostępnienie wykonawcom prac geodezyjnych funkcjonalności umożliwiających zgłoszenia pracy geodezyjnej przez Internet.
2. Automatyzacja procesu przygotowania i udostępnienia materiałów dla wykonawców prac geodezyjnych.
3. Udostępnienie nowoczesnych form komunikacji geodety z ośrodkiem dokumentacji podczas realizacji pracy geodezyjnej.
4. Usprawnienia przy kontroli (weryfikacji opracowań).
5. Przyjęcie operatu do zasobu, a w szczególności przyjęcie operatu elektronicznego.

3. Problemy związane z automatyzacją prowadzeniem zasobu

Oprócz zasadniczego problemu technicznego, dotyczącego rozdzielenia treści mapy zasadniczej na 6 baz źródłowych [8] należy zwrócić uwagę na kilka problemów organizacyjno-prawnych, które nie sprzyjają automatyzacji prowadzenia zasobu geodezyjnego i kartograficznego i ogólnej automatyzacji ośrodków geodezyjnych i kartograficznych. Problemy te zostaną omówione w kolejnych podrozdziałach.

3.1. Uciążliwe i niespójne przepisy dotyczące obsługi prac geodezyjnych

Na podstawie przeprowadzonej analizy funkcjonowania ośrodków dokumentacji oraz licznych rozmów z przedstawicielami powiatów należy stwierdzić, że dużym hamulcem automatyzacji jest obecny zapis art. 12 ust. 3 ustawy PGiK: *"Organ, który otrzymał zgłoszenie prac geodezyjnych lub prac kartograficznych, w terminie 10 dni roboczych uzgadnia z wykonawcą listę materiałów zasobu niezbędnych lub przydatnych do wykonania zgłoszonych prac i udostępnia ich kopie za opłatą, o której mowa w art. 40a ust. 1"*. Często interpretacja tego zapisu jest taka, że wymaga się osobistej wizyty geodety zgłaszającego pracę geodezyjną w odpowiednim ośrodku dokumentacji i złożenie stosownego podpisu. Pomijając zamierzone intencje ustawodawcy, warto pamiętać, że jego działania nie mogą z natury rzeczy powstrzymywać postępu technicznego, a więc oprócz standardowo dopuszczonych form uzgodnienia, należy uznać, że ustawodawca dopuszcza również jego nowoczesne formy. Jedną z takich form jest przedstawienie, geodecie zgłaszającemu pracę internetowo, wykazu możliwych do wykorzystania materiałów. Jeśli więc przedstawiamy w Internecie

możliwe do wykorzystania materiały i damy możliwość ich wyboru, to można uznać, że wybór geodety przy zgłaszaniu pracy jest spełnieniem zapisów ustawowych i już nic nie stoi na przeszkodzie, aby proces zgłaszania i obsługi prac automatyzować z pełnym poszanowaniem prawa.

Inne problemy natury prawnej związane z wprowadzeniem licencji na materiały zasobu, dokumenty obliczenia opłaty i zgłoszenia uzupełniające nie wymagają już problemów interpretacyjnych, a jedynie działań technicznych, więc ich uciążliwość jest eliminowana przez stosowanie nowoczesnych rozwiązań technicznych. Nie oznacza to jednak rezygnacji z krytycznej oceny wprowadzenia takiego systemu opłat i związanych z nim licencji na wykorzystanie materiałów zasobu. Z zawodowego punktu widzenia trudno jest bowiem pogodzić się z sytuacją kiedy geodeta chcąc profesjonalnie i najlepiej dla PODGiK wykonać prace geodezyjną musi płacić za dostęp do operatów archiwalnych. Jest to zupełnie nielogiczne, podobnie zresztą jak w przypadku osnowy. Nasuwa się natychmiast wniosek, że jeśli już coś należało zmienić to można było uzależnić opłatę od obszaru zgłoszenia, a korzystanie ze wszystkich operatów i osnowy pozostawić bez dodatkowych opłat. Postępowanie takie uprościłoby znacznie proces pobierania opłat i byłoby rozwiązaniem nieobciążającym geodetów opłatami za korzystanie z materiałów archiwalnych.

Z drobnych aczkolwiek istotnych dla automatyzacji problemów należy zwrócić uwagę, że w przepisach prawnych nie zdefiniowano w sposób jednoznaczny wyglądu obszaru zgłoszonej pracy geodezyjnej. Brak takich uregulowań prowadzi czasami do anomalii utrudniających proces aktualizacji zasobu nie mówiąc już o jego automatyzacji. Zaobserwowany problem w tym względzie związany jest z kształtem obszaru pracy geodezyjnej, który niektórzy geodeci na swój użytek potrafią bardzo skomplikować. Typowym przykładem jest bardzo złożony kształt zgłoszonych prac geodezyjnych obejmujący np. wszystkie miejsca w gminie gdzie wykonawca ma dokonać opracowania. Wykonawca czyni to dlatego, że może zaoszczędzić na opłatach, ale w gruncie rzeczy sprawa się komplikuje przez rozciągnięcie pracy w przestrzeni i czasie, co nie jest korzystne ani dla geodety ani dla ośrodka.

Na podstawie obecnych doświadczeń należy stwierdzić, że konieczne jest uszczegółowienie tego tematu, aby nie można było zgłaszać pracy jako multipoligonu, gdyż generuje to szereg problemów i nie sprzyja automatyzacji prac. W przypadku prac samodzielnych sprawa jest prosta, gdyż każde zgłoszenie ma swój identyfikator i jest niezależne od innych części, a wiec może być w dowolnym czasie przekazane do ośrodka dokumentacji, bez oczekiwania na skończenie całości obszaru.



Rys. 1. Zakres pracy geodezyjnej określony jako multipoligon oraz ten sam zakres rozbity na pojedyncze prace geodezyjne

Fig. 1. The range of a geodetic work defined as multipolygon and the same range divided into individual works

Dodatkowo istnieje również problem związany z brakiem wymogu określenia terminu zakończenia pracy geodezyjnej, co powoduje w wielu przypadkach podawanie terminu bardzo odległego np. 2030r. Takie działanie ma mieć na celu uzyskania drobnych oszczędności finansowych wynikających z możliwości operowania zgłoszeniem uzupełniającym do pracy trwającej. Oczywiście nie dotyczy to wszystkich wykonawców, bo akurat większość stara się prace zrealizować szybko, a materiały przekazać do ośrodka dokumentacji, ponieważ klauzula, że operat został przyjęty do zasobu, w wielu przypadkach jest dla zamawiającego konieczna do realizacji czynności urzędowych. Uwaga dotyczy takich wykonawców, którzy taką lukę w prawie bezwzględnie wykorzystują dla własnych korzyści, komplikując przy tym pracę ośrodków dokumentacji.

3.2. Mało spopularyzowane płatności internetowe

Jedną z najistotniejszych zmian dotyczących procedury zgłaszania prac geodezyjnych wprowadzonych przez nowelizację z 2014 roku jest to, że materiały do pracy geodezyjnej można wydać dopiero po dokonaniu stosownej opłaty. Nawet jeśli niektóre powiaty miały funkcjonującą technologię internetowego zgłaszania prac geodezyjnych, to w wielu z nich pojawił się jednak zasadniczy problem, związany z brakiem możliwości pobierania opłat drogą internetową. W dniu 12 lipca 2014r. tylko trzy ośrodki dokumentacji posiadały umowy z firmami obsługującymi płatności internetowe, a więc były gotowe do wdrożenia nowych przepisów. We wszystkich przypadkach były to ośrodki dokumentacji funkcjonujące w technologii iGeoMap/ePODGiK. W pozostałych ośrodkach trzeba było dopiero podpisać stosowne umowy, co okazało się być procesem długotrwałym i dosyć trudnym. Obecnie na rynku dominują dwie firmy oferujące usługi płatności internetowych tj.: PayU S.A. i KIR S.A.

Najistotniejszą różnicą w funkcjonowaniu obu serwisów jest obieg środków finansowych. W serwisie PayU wpłata wpływa najpierw na konto bankowe firmy PayU S.A. skąd PODGiK w dowolnym terminie może przelewać środki na swoje konto bankowe. W serwisie PayByNet firmy KIR S.A. środki wpływają natomiast bezpośrednio na konto PODGiK. Druga różnica dotyczy sposobu pobierania prowizji. W serwisie PayU prowizję za usługi płaci przeważnie PODGiK w ustalonych terminach rozliczeniowych, natomiast w serwisie PayByNet prowizja jest przerzucana na osobę opłacającą. Obciążanie osoby opłacającej prowizją budzi wiele wątpliwości i może w przyszłości powodować różne problemy, bo użytkownik mając zagwarantowaną prawem wysokość opłaty jest zmuszany do ponoszenia dodatkowych kosztów. Ostatnią ważną różnicą jest liczba banków dostępnych w obu serwisach. W serwisie PayU jest ich znacznie więcej (20 banków) niż w PayByNet (8 banków). Jeśli brakuje banku na liście, w przypadku serwisu PayU, możliwe jest wykorzystanie tzw. ścieżki przelewu bankowego czyli wydrukowania przelewu i identyfikatorem transakcji i opłacenia go w sposób tradycyjny. Wpływające na konto bankowe PayU środki automatycznie uruchamiają dalsze procesy przetwarzania pracy. W przypadku PayByNet, gdzie wpłaty trafiają bezpośrednio na konto bankowe PODGiK, geodeta może dokonać wpłaty tradycyjnej, ale nie będzie to skutkowało automatyczną zmianą statusu pracy. Aby tak się stało, pracownik PODGiK po sprawdzeniu, czy środki za daną pracę znalazły się na koncie bankowym, musi ręcznie zmienić status pracy, kwalifikując ją tym samym do dalszego przetwarzania.

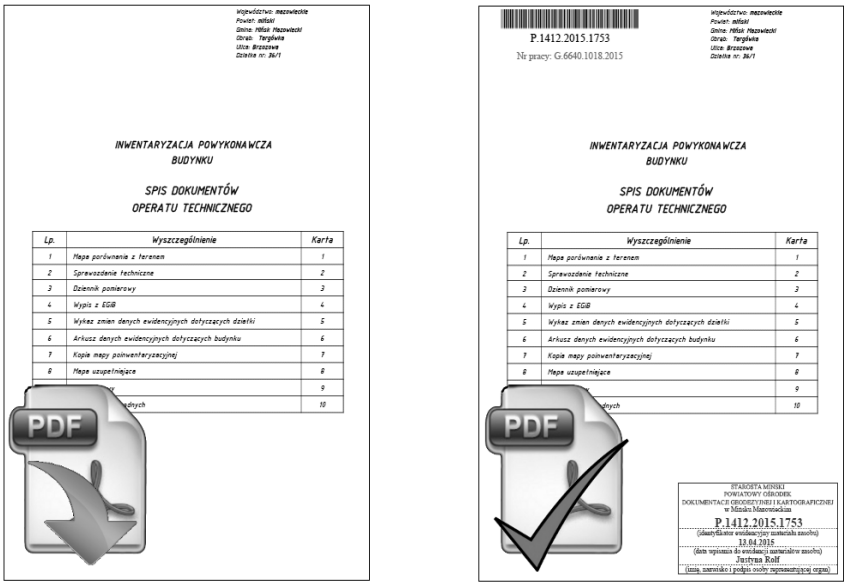
Jak widać każdy z przedstawionych serwisów posiada swoje plusy i minusy. Obecnie w 15 funkcjonujących na nowych zasadach wdrożeniach iGeoMap/ePODGiK przewagę 11:4 ma serwis PayU. Niepokojąca jest jednak informacja uzyskana od operatorów płatności internetowych, że ogólnie w Polsce tylko ok. 20 ośrodków dokumentacji uruchomiło u siebie płatności internetowe, a bez tego, jak wiadomo, nie będą w stanie automatyzować obsługi zasobu.

3.3. Problem operatu elektronicznego

W standardowym funkcjonowaniu Ośrodków Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej operat techniczny związany z wykonaną pracą był dostarczany w postaci tradycyjnych dokumentów papierowych. Naturalną konsekwencją postępu technicznego w nowoczesnych ośrodkach dokumentacji było natychmiastowe skanowanie tego operatu, aby umożliwić automatyzację zarządzania zasobem, udostępniać geodetom lub publikować w Internecie [2]. Najefektywniejszym i najpowszechniejszą formą przechowywania zeskanowanych operatów są pliki w formacie PDF, który to format stał się światowym standardem dla dokumentów elektronicznych.

Wykonawcy geodezyjni także bardzo chętnie korzystają z postępu technicznego i coraz częściej operaty geodezyjne opracowują w całości w postaci elektronicznej i drukują je na papierze jedynie w celu ich przekazania do ośrod-

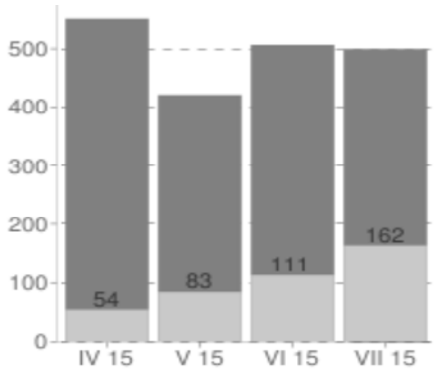
ka dokumentacji geodezyjnej i kartograficznej. Aby więc w ośrodku dokumentacji nie zachodziła konieczność skanowania należy opracować taką technologię, która ją wyeliminuje. Prekursorem w rozwiązaniu problemu jest technologia iGeoMap/ePODGiK, w której od początku kwietnia 2015r. uruchomiono możliwość przyjmowania operatu elektronicznego zapisanego w pliku PDF. Operat jest podpisywany elektronicznie w trakcie przesyłania do ośrodka, a następnie podlega weryfikacji przez inspektorów ośrodka dokumentacji. Negatywny wynik weryfikacji skutkuje zwrotem operatu, a pozytywny jego przyjęciem do zasobu nadanie identyfikatora i automatycznym opublikowaniem w Internecie, co daje natychmiast możliwość wykorzystania operatu w innych pracach geodezyjnych.



Rys. 2. Ilustracja operatu przesłanego przez wykonawcę i operatu przyjęty do zasobu

Fig. 2. Illustration of a survey document sent by the contractor and the document accepted into resource

Pierwszym wdrożeniem operatu elektronicznego był Powiatowy Ośrodek Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej w Mińsku Mazowieckim, gdzie od początku kwietnia 2015r. funkcjonalność udostępniono już kilkudziesięciu wykonawcom geodezyjnym i przyjęto w ten sposób ponad 400 operatów. Ilustrację wzrostu popularności operatu elektronicznego w PODGiK Mińsk Mazowiecki przedstawiono na rys. 3, z którego wyraźnie wynika, że za kilka miesięcy będzie to dominująca forma przekazywania operatów.



Rys. 3. Wzrost popularności operatu elektronicznego w PODGIK Mińsk Mazowiecki

Fig. 3. The increase in popularity of electronic survey document in PODGiK Minsk Mazowiecki

Przedstawione informacje o operacie elektronicznym mają charakter ogólny, gdyż w szczegółach rozwiązywanych jest jeszcze wiele innych problemów związanych chociażby z operatami mieszanymi tzn. zawierającymi dane papierowe i numeryczne oraz z poprawkami do operatów, które mają miejsce już po ich przyjęciu do zasobu, a tym samym opublikowaniu w Internecie. Zagadnienia te nie są aż tak istotne z punktu widzenia istoty tematu i są tutaj jedynie sygnalizowane.

Zasadniczy problem jaki pojawia się przy operatach dotyczy interpretacji pojęcia "dokument elektroniczny". Automatyzacja, którą przedstawiono jest możliwa jedynie przy układzie gdzie operat jest traktowany jako jeden plik PDF. W przypadku interpretowania pojedynczych dokumentów operatu jako odrębnych dokumentów elektronicznych automatyzacja staje się bardziej skomplikowana i trudno powiedzieć czy logiczna, bo czy wyobrażamy sobie zakup książki w postaci pojedynczych kartek, czy nawet rozdziałów?

4. Podsumowanie i wnioski

Jak przedstawiono w treści referatu, nowelizacja ustawy PGiK wprowadziła szereg perturbacji w prowadzeniu zasobu, ale nie można uznać, że w związku z tym nie da się niczego zrobić. Możliwość postępu nie została zablokowana, a jedynie wymaga nastawionej na postęp interpretacji prawa. Przedstawione przykłady, funkcjonujących rozwiązań automatyzujących prace ośrodków dokumentacji, potwierdzają, że nawet w trudnych uwarunkowaniach prawnych możliwy jest postęp techniczny. Paradoksalnie krytykowane uregulowania prawne mają też pewne plusy, bo pomijając sensowność pobierania opłat za materiały zasobu przed ich wydaniem, to wprowadzenie do powiatów płatności internetowych korzystnie wpłynie w najbliższym czasie na rozwój e-administracji.

Literatura

[1] Instrukcja K-1. 1979. Instrukcja techniczna K-1.

[2] Głębicki P., Izdebski W.: Wybrane aspekty przetwarzania zasobu PODGiK do postaci cyfrowej w powiecie wołomińskim. Magazyn Geoinformacyjny GEODETA, grudzień 2007, str. 24-26.

[3] Izdebski W.: Analiza rozporządzenia w sprawie bazy danych ewidencji sieci uzbrojenia terenu, bazy danych obiektów topograficznych oraz mapy zasadniczej. Magazyn Geoinformacyjny GEODETA, czerwiec 2013, str. 14-18.

[4] Izdebski W.: Koncepcja i wdrożenia technologii GEO-MAP. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2013.

[5] Izdebski W.: Dobre praktyki udziału gmin i powiatów w tworzeniu infrastruktury danych przestrzennych w Polsce. (www.izdebski.edu.pl).

[6] Izdebski W. Internetowe zgłaszanie prac geodezyjnych w technologii iGeoMap/ePODGiK w świetle nowych regulacji prawnych. Magazyn Geoinformacyjny GEODETA, wrzesień 2014, str. 10-12.

[7] Izdebski W.: Analiza projektów nowych rozporządzeń ws. bazy danych ewidencji sieci uzbrojenia terenu oraz ws. bazy danych obiektów topograficznych i mapy zasadniczej. Magazyn Geoinformacyjny GEODETA, grudzień 2014, str. 10-15.

[8] Bielecka E., Izdebski W.: Od danych do informacji – teoretyczne i praktyczne aspekty funkcjonowania mapy zasadniczej. Roczniki Geomatyki 2014, Wydawnictwo "Wieś Jutra" Sp. z o. o., Tom XII, Zeszyt 2 (64) s. 175-184.

THE POSSIBILITY OF RAISING THE AUTOMATION LEVEL IN THE FUNCTIONING OF NATIONAL ORDNANCE ARCHIVE IN THE EYES OF THE CURRENT LAW REGULATIONS AND THE PROGRESSING TECHNOLOGICAL DEVELOPMENT.

S u m m a r y

National Ordnance Archive is carried out in Poland for decades. Its present organizational form has existed since 1999, in which under the administrative reform restored the functioning of the counties, and county-level ordnance archives became a base for any cartographic work used in the economy, particularly in the development process. Methods and means used to carry out the resource were always adequate to the available technical means. The main map as the basic element of the resource, has always been the most faithful to the content and the most accurate about the location reality model, primarily used for official purposes as an aid in the design and realization of developments. The current law, mainly related to the implementation of the INSPIRE directive, makes a lot of changes in the functioning of the resource. However, those changes are not always beneficial. In the article the author presents his observations concerning problems in the automation of conducting the resource based on many years of experience in this subject and seeks to provide solutions to identified problems in line with advances in technology, professional knowledge and respect for the law. Visible problems are mostly the unfortunate content separation of the main map into 6 specialized databases, but also, among others, vague and inconsistent provisions of the law, the unpreparedness of counties to use online payments or misunderstanding of the nature of the electronic document.

Keywords: spatial data, base map, Spatial Data Infrastructure, SDI

Przesłano do redakcji:10.08.2015r.
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.147

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 173-184

Agnieszka JABŁOŃSKA-KRYSIEWICZ[1]

FINITE ELEMENT MODELLING OF THE BEHAVIOUR OF STEEL END-PLATE CONNECTIONS

Although the effect of semi-rigid steel beam-to-column connections on the behaviour of steel frames and their substantial economic benefits are recognized nowadays, many structural analyses still consider connections as either fixed or pinned. For that reasons, there is need to be able the generate moment-rotation responses of semi-rigid connections that can be used for analysis and design proposes. Characteristic of the joints can be found using FEM models. The objective of the analysis was to find moment-rotation curves for end-plate connections. The analyzed splices were shaped considering typical recommendations for such connections. Numerical elastic-plastic 3D finite models was performed in order to establish a numerical analysis method for evaluating deformation of extended end-plate-beam-to-column joint for varying thickness of end plates. There were used contact elements between bolts and beam and column. Analysis was done for non-preloaded high strength bolts. This kind of model was generated by using the FEM software package ANSYS version 14. Results show moment-rotation curves for thicknesses 6mm, 10mm and 20mm of end-plate. The study confirmed the influence of thickness of end plates on moment-rotation curves for analysing joints and proved that the FE technique was capable of prediction connection response to an acceptable degree of accuracy. The results can be used in advanced structural analysis of beams and frames.

Keywords: steel joints, end- plate, FE modelling, nonlinear analysis

1. Introduction

Cost optimization is one of the most important items in steel construction in order to be competitive in the market of buildings. The joints determine almost 50 % of the total cost of steel structure. The cost of joints can decrease substantially if stiffeners between flanges can be avoided [5]. The distribution of forces and moments in the structure due to the loading is a result

[1] Author for correspondence: Agnieszka Jabłońska-Krysiewicz, Bialystok University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering, ul.Wiejska 45E, 15-351 Bialystok, tel.+48 85 746 96 00, a.krysiewicz@pb.edu.pl

of the strength and stiffness distribution in the structure. So the structural characteristics of the joints such as stiffness, strength and rotation capacity, together with those of the structural components like beams and columns, produce these forces in the joints. This means that the choices made by the designer in designing the joints, including the connecting parts, are of direct influence on the level of forces and moments in these joints. In fact construction is joining components such as column and beams together while designing is making choices for components taking the structural properties such as strength and stiffness into account [12].

Existing design procedures for steel frames have been modified during the last three decades to incorporate the semi-rigid behavior of the connections into the frame design process. However, if one consider the large number of variables related to connection geometry, connection components, and constitutive relationships for their materials, the task of deriving simplified guidelines for the incorporation of semi-rigid behavior into design is a formidable analytical assignment. This task is further complicated by the need to treat the problem in three dimensions, to consider nonlinear geometric and material effects and to include the effects of initial imperfections and residual stresses [13, 15]. In spite of these difficulties and complexities, in the past two decades a large number of advanced FE studies have been conducted on end-plate connections to provide stiffness, strength and ductility estimates for a large variety of connection geometries [1, 7, 9, 10, 13]. These FE models have been used to develop moment-rotation curves, to verify design methodologies based on yield lines and other plastic design concepts, and to asseses local behavior in the connection components, such as bolts and end –plate [11] and in-plane and out-of-plane bending [14].

In general, these detailed studies have attempted to develop global connection behaviour responses, for example moment-rotation curves, that can be readily incorporated into modern structural analysis programs like ADINA, COSMOS, NASTRAN, ANSYS, and ABACUS.

The aim of these studies is to develop the FEM model of extended end-plate beam-to-column connections (Fig.1) and obtained moment-rotation curves for varying thickness of end plates, from very small thickness to thicker one. For steel frames it has proved that the application if joint end-plates with the thickness of 50-75 % of the bolt diameter may result in a better frame ductility performance than the corresponding to a thicker end-plate where the end-plate thickness is at least that of the bolt diameter [2, 4, 10].

2. Description of the specimen

Three configurations of specimens were analyzed. There were used hot rolled sections IPE240 as a beam, HEB200 as a column and 10.9 grade high strength bolts with a diameter of 16 mm. The bolts were no-preloaded. In testing joints three thicknesses of end-plate were used: 6 mm, 10 mm and 20 mm. Applied end-plate thickness 6 mm and 10 mm were relatively thin, i.c. of the about 40-60 % of the bolt diameter . All parts of connections (without bolts) were designed from steel grade S235. Key geometric parameters of specimens are shown in Fig.2.

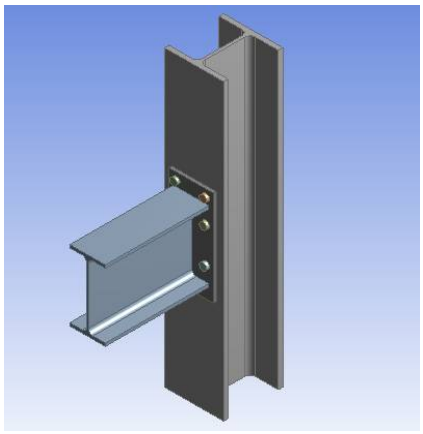


Fig.1. Extended end-plate beam-to-column connection

Rys. 1. Połączenie belki ze słupem z blachą czołową wystającą

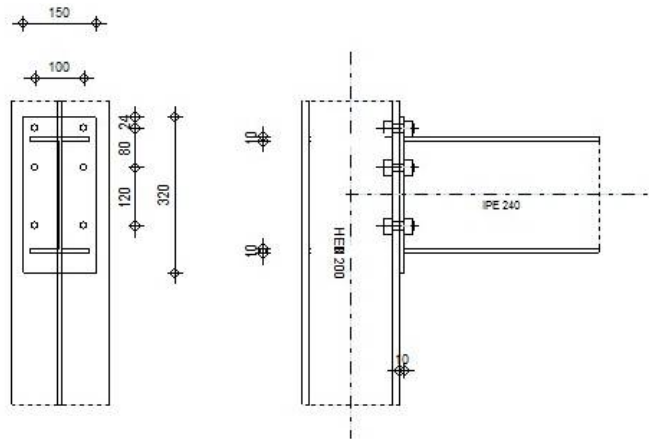


Fig.2. Geometry of beam-to-column joint.

Rys. 2. Geometria węzła łączącego belkę ze słupem

3. Finite element modelling

3.1. General

The numerical tests were carried out by code ANSYS –Workbench version 14 [3]. Solid 186 elements were used to mesh the beam, column, end plate and bolts. Contact surfaces between the flange of column and end plate, the bolt shanks and end plate and flange of column, and nuts and heads of bolts and flange of column and end plate are meshed by Conta174 elements. The description of these elements taken from ANSYS Manual [3] is listed in the next section. The coefficient of friction of 0.2 is employed for contact surfaces. The meshed FE models of connection and bolt are shown in Fig.3.

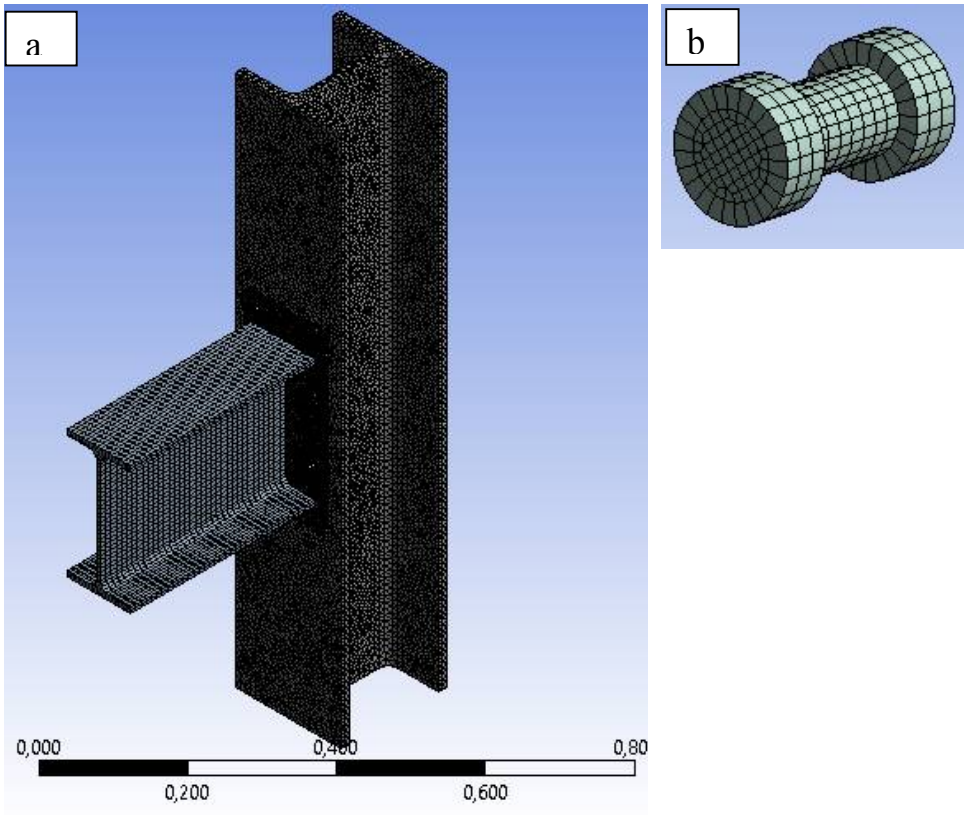


Fig.3. Finite element models: a) end plate-beam-to-column-connection, b) bolt

Rys. 3. Model numeryczny: a) połączenia belki ze slupem z blachą wystającą, b) śruby

3.2. Element description

3.2.1. Solid 186

Solid 186 is used for the 3-D modeling of solid structures. The element is defined by twenty nodes having three of freedom at each node: translation in the nodal x, y and z directions. The element has plasticity, creep, swelling, stress stiffening, large deflection and large strain capabilities. Geometry of the element is shown in Fig.4.

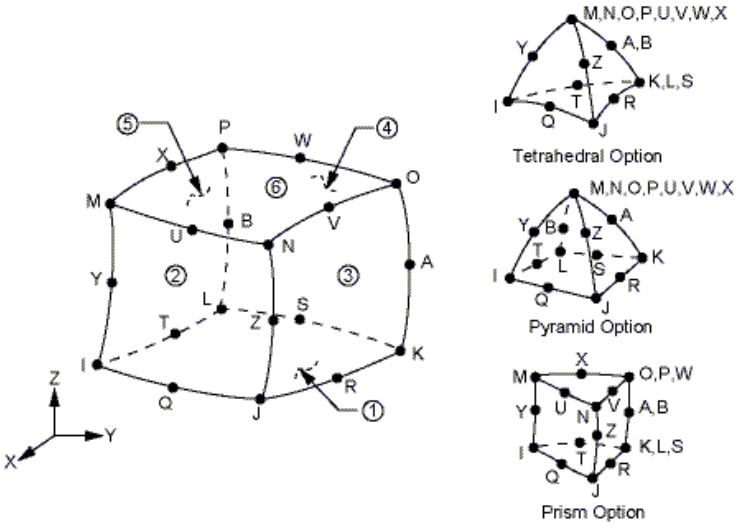


Fig.4. Geometry of Solid 186 element [3]

Rys. 4. Geometria elementu bryłowego 186 [3]

3.2.2. Conta174

Conta174 is used to represent contact and sliding between 3-D "target" surfaces (Targe170) and deformable surfaces, defined by this element. The element is applicable to 3-D structural and coupled field contact analyses. This element is located on the surfaces of 3-D solid elements. It has the same geometric characteristics as the solid element face with which it is connected. Contact occurs when element surface penetrates one of the target segment elements (Targe 170) on a specified target surface. Coulomb and shear stress friction is allowed. In Fig.5 there are shown geometry of the element.

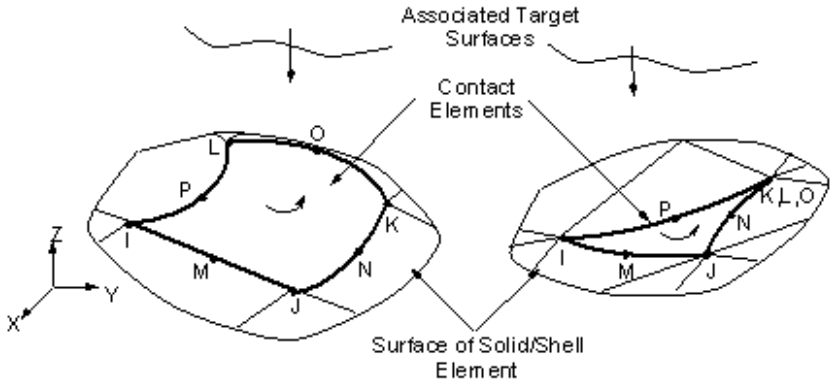


Fig.5. Geometry of Conta174 element [3]

Rys. 5. Geometria elementu Contal 174 [3]

3.3. Material property

The 3-D model uses the bilinear isotropic hardening option for plate elements of joints. The Huber- von Mises yield criteria was employed to define the plasticity. For this option is preferred for large strain analyses. The material behaviour is described by bilinear stress-strain curve. The initial slope of the curve is taken as the elastic modulus of the material. At the yield stress, the curve is continuous along the second slope defined by the tangent modulus (Fig.6). The tangent modulus is defined as about 0.1 % of the initial modulus of elasticity. For bolts there are used linear model of material. The material property of plate components and bolts in joints are listed in Table.1.

Table.1. Material properties

Tabela 1. Właściwości materiałowe

Elements	**Yield stress [MPa]**	**Ultimate stress [MPa]**	**Elastic modulus [GPa]**	**Tangent modulus [MPa]**
Beam, column, End plate	235	360	210	360
Bolts	900	1000	210	-

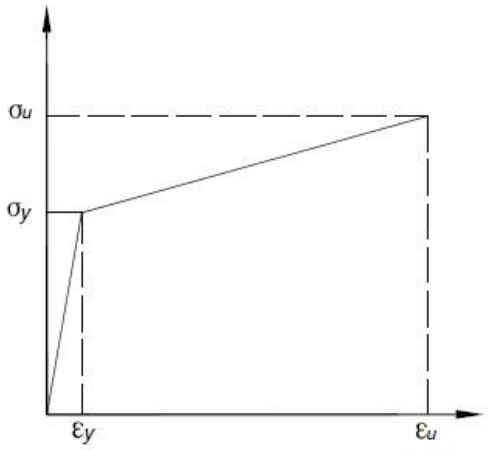


Fig.6. Stress-strain curves for plate elements of connection

Rys. 6. Krzywa naprężenie – odkształcenie płytowego elementu połączenia

4. Simulation results

Three numerical analyses for vary thicknesses of end plate were made. The bending moment and axial forces were applied to free end of beam section in 10 steps of load to keep respectively value of moment in each connection. The comparison of moment-rotation curves achieved from FE model calculation for thicknesses 6mm,10mm and 20mm was depicted on Fig.7.

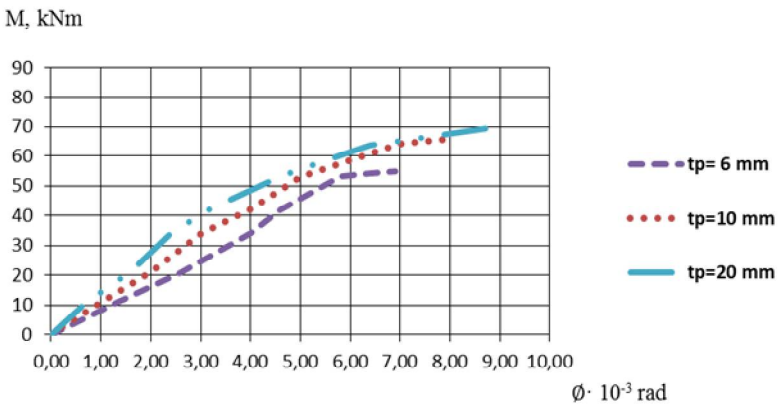


Fig.7. Moment rotation curves for vary thicknesses of end-plate

Rys. 7. Zależność moment –obrót dla różnych grubości blachy czołowej

For each connection moment-rotation curve from FEM there were compared with curve calculated according EC3 model obtained from formulas proposed by Pisarek and Kozłowski [6] based on component method described in EC3 [8] for such kind of joints. For all thicknesses of end-plates there were obtained the FE results lightly overestimates results achieved from component method from EC3. It was caused probably by using linear model of material for bolts in numerical analysis. To show it M-□ curves from FE and Eurocode 3 were depicted in Fig.8 to Fig.10 for vary thicknesses of end-plates.

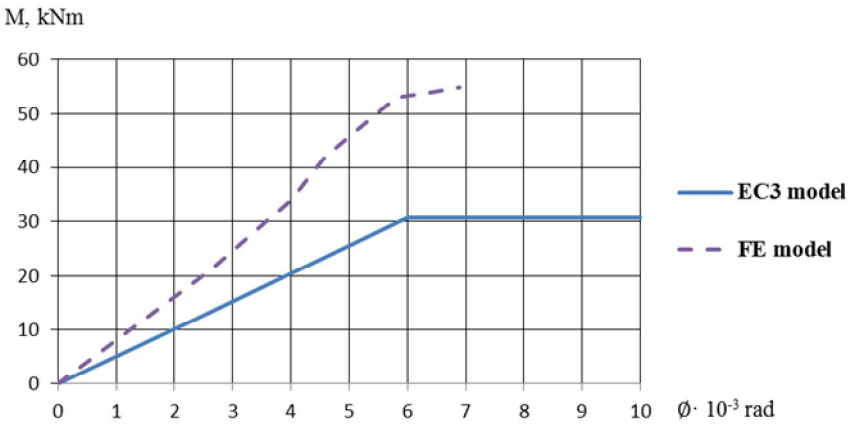


Fig.8. Moment- rotation curve for connection with end-plate thickness 6 mm

Rys. 8. Zależność moment –obrót dla połączenia z blachą czołową grubości 6 mm

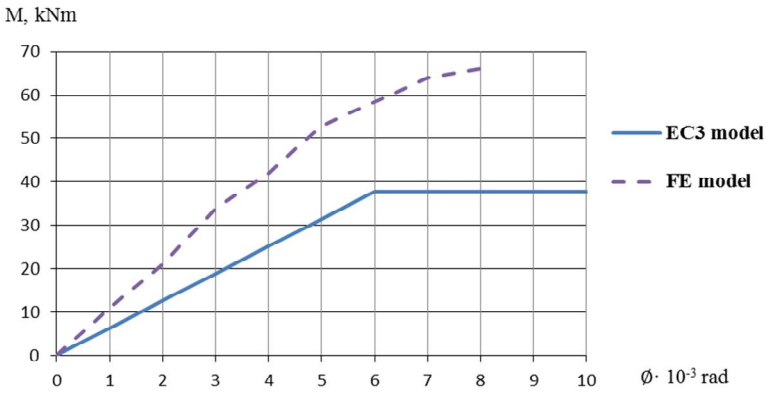


Fig.9. Moment- rotation curve for connection with end-plate thickness 10 mm

Rys. 9. Zależność moment –obrót dla połączenia z blachą czołową grubości 10 mm

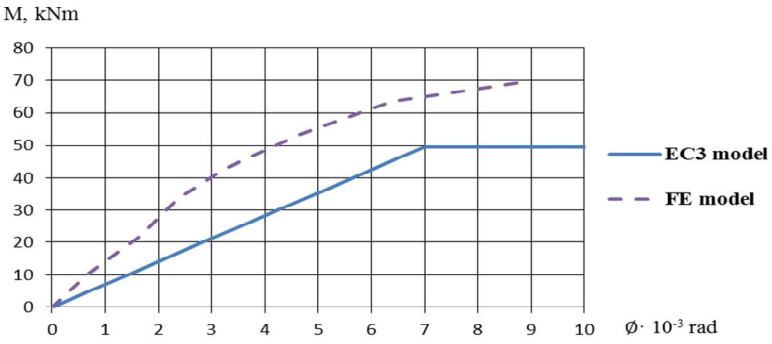


Fig.10. Moment- rotation curve for connection with end-plate thickness 20 mm

Rys. 10. Zależność moment –obrót dla połączenia z blachą czołową grubości 20 mm

The deformation of end- plate has important influence on response of the connection, specially on displacement of beam. Using of thicker end-plate causes increasing in displacement values of end of IPE section. To notice this effect in connection behaviour there is shown deformation of end plate versus of bending moment in Fig.11. Based on this results it can be observed 14 % decreasing in deformation value for joint with 10 mm plate and 24% for 20 mm in compare to 6mm end- plate thickness. Additionally, to confirm that the joint behaviour is governed by geometry of its components ,specially the thickness of end-plate, the views of deformed shapes at ultimated state of load are shown in Fig.12. It can be seen from this figure that there is a local deformation at the top of end-plate, particularly around the top and the middle bolt holes. There is lack of substantial deformation in the bolts exposed to the highest tensile stresses.

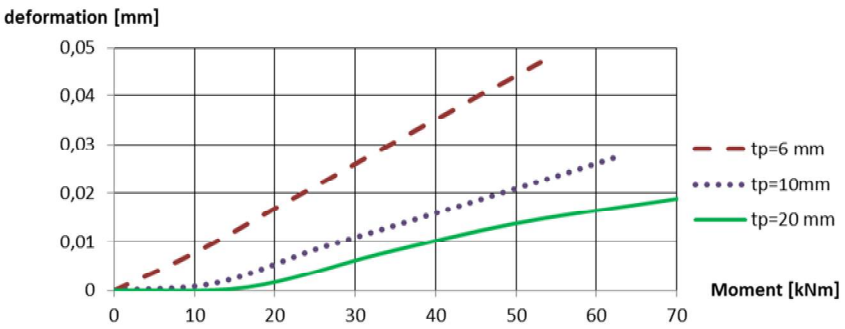


Fig.11. Deformation of the top of the end-plate

Rys. 11. Deformacja górnej krawędzi blachy czołowej

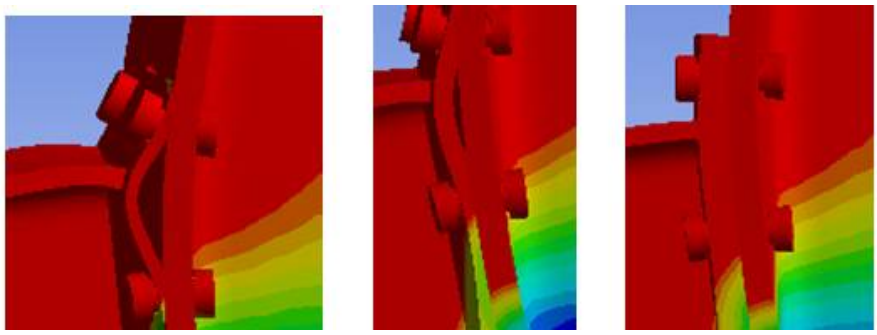


Fig.12. Deformed shapes at ultimate state of load for end plate value: a) 6 mm, b) 10 mm, and c) 20 mm.

Rys. 12. Kształty deformacji w stadium końcowym obciążenia dla blach czołowych grubości: a) 6 mm, b) 10 mm i c) 20 mm

In FE models we can show that the using of thicker plate does not come to breaking away from column flange. For thiner one the flexural mechanism of its collapse has a much effect on ultimate shape of connection.The obtained numerical results confirm the phenomena which was observed by Maggi [13] and Giżejowski [10] in experimental tests and numerical analyses of steel bolted en-plate joints.

5. Concluding remarks

The results presented herein focused on the behavioral variations of bolted extended end plate connections due to changes in plate thickness. In order to establish a numerical analysis method for estimating moment-rotation curves of joints 3-D FE analyses have been performed. Finite element models have included material, geometric, and contact nonlinearities and large displacements. The numerical investigation has shown that thickness of end plate is one of most important parameters for representing connection behaviour and its influence on connection response is significant. It was observed that initial stiffness was proportional to increasing of the end - plate thickness.

These results have shown that the FE method was a powerful tool to improve the knowledge about connections design. They could be used in advanced structural analysis of frames.

Bibliography

[1] Abolmaali A, Matthys J. H., Farooqi M., Choi Y. Development of moment –rotation model equations for flush end-plate connections. Journal of Constructional Steel Research Vol 61,pp.1595-1612, 2005

[2] Agedoke I.O., Kemp A. R. Rotation Relationship of thin end-plate connections in steel beams, In: Advances in Structures, Steel, Concrete, Composite and Aluminium. Sydney (eds. Hancock G.J., Bredford M., A., Wilkinson T., J.), Balkema, Rotterdam 2003, pp.119-124).

[3] ANSYS Manual. ANSYS 14.0. On line help [access: 8 may 2015 r.].

[4] Barszcz A., Giżejowski M. An advanced analysis for steel frame design- comparison with test results. In: Stability and Ductility of Steel Structures (eds. D. Dubina, M. Ivanyi), Elsevier Science Ltd., Amsterdam 1999, pp. 325-332.

[5] Bijlaard F. Eurocode 3, basis for further development in joint design, Journal of Constructional Steel Research Vol 62, pp.1060-1067, 2006.

[6] Bródka J., Kozłowski A. Stiffness and Strength of Semi-Rigid Connections. Bialystok University of Technology, Rzeszów University of Technology, Białystok-Rzeszów 1996 (in polish)

[7] Chen S., Du G. Influence of initial imperfection on the behaviour of extended bolted end-plate connections for portal frames, Journal of Constructional Steel Research Vol 63,pp.211-220, 2007.

[8] ENV 1993-1-8: Eurocode 3, Design of Steel Structures, Part 1-8 Design of Joints.

[9] Gizejowski M., Salah W., Barcewicz (2010), Finite element modelling of the behaviour of certain class of composite steel-concrete beam-to-column joints, Archives of Civil Engineering, LVI, 1,2010.

[10] Gizejowski M., Salah W., Barcewicz W. Steel beam-to-column Bolted joint with thin end-plates, Proceedings of EUROSTEEL 2008, 3-5 September 2008, Graz, pp.483-488.

[11] Godrich L., Wald F., Sokol Z. To advanced modelling of end plate joints. Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, Vol. 30, No. 60 (2/13), Rzeszów 2013, pp.77-86.

[12] Jabłońska-Krysiewicz A., Waśniewska E. Nonlinear elastic-plastic 3D-finite element modelling of semi-rigid steel end-plate connections . In Building structures in theory and practice / ed. by Stanisław Fic. Pope John Paul II State School of Higher Education, Biała Podlaska 2013. pp. 158-166.

[13] Maggi Y.I., Goncalves R.M., Leon R.T., Ribeiro L.F.L. (2005), Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modelling, Journal of Constructional Steel Research Vol. 61,pp.689-708.

[14] Pisarek Z. Calculation of the bolted end-plate joints subjected to two axis bending, Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, Vol. 30, No. 60 (2/13), Rzeszów 2013, pp.219-229.

[15] Stankiewicz B. Parametric analysis of stiffness of bolted end-plate connections of I beams using finite element method. Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, Vol. 30, No. 60 (2/13), Rzeszów 2013, pp.231-242.

MODELOWANIE MES ZACHOWANIA SIĘ DOCZOŁOWEGO POŁĄCZENIA ŚRUBOWEGO

S t r e s z c z e n i e

Pomimo, że obecnie znane są ekonomiczne korzyści uwzględniania półsztywnych połączeń belek ze słupami na zachowanie się stalowych konstrukcji ramowych, wiele analiz konstrukcji wciąż bierze pod uwagę jedynie węzły idealnie sztywne bądź przegubowe. Z tego powodu istnieje potrzeba stworzenia charakterystyk moment - obrót węzłów półsztywnych, które mogłyby służyć w analizach i projektowaniu. Charakterystyki połączeń mogą być uzyskiwane przy użyciu modeli MES. Celem badań było znalezienie krzywej moment – obrót doczołowego połączenia śrubowego. Rozważany węzeł został ukształtowany według zaleceń dla typowych połączeń. Wykonano sprężysto – plastyczny, przestrzenny model MES w celu oceny odkształceń śrubowego węzła belki ze słupem z wystającą blachą czołową dla różnych grubości tej blachy. Do zasymulowania styku pomiędzy belką a słupem wykorzystano elementy kontaktowe. Analizę prowadzona dla niesprzężonych śrub wysokiej wytrzymałości. Siatkowanie zostało wygenerowane przy użyciu pakiet oprogramowania ANSYS wersja 14. Jako wyniki otrzymano krzywe zależności moment - obrót dla blachy czołowej o grubości odpowiednio 6 mm, 10 mm i 20 mm. Badania potwierdziły wpływ grubości blachy czołowej na charakterystykę moment – obrót dla analizowanych węzłów i udowodniły, że metoda MES może służyć do określenia odpowiedzi węzła akceptowalną dokładnością, a wyniki mogą być używane w zaawansowanej analizie konstrukcji Ram lub pojedynczych belek.

Słowa kluczowe: węzły stalowe, blacha czołowa, modelowanie MES, analiza nieliniowa

Przesłano do redakcji:9.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.148

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 185-194

Jacek JAWORSKI[1]
Olga SZLACHETKA[2]
Luz Antonio AGUILERA-CORTÉS[3]

ZASTOSOWANIE METODY RAYLEIGH'A DO OBLICZENIA PIERWSZEJ CZĘSTOŚCI DRGAŃ WŁASNYCH SŁUPÓW WSPORNIKOWYCH O ZMIENNYM PRZEKROJU POPRZECZNYM

Metodą Rayleigh'a wyprowadzono wzory na częstość (lub okres) dla pierwszej postaci drgań własnych (giętnych) słupów wspornikowych w kształcie ściętego stożka o różnych zbieżnościach ścianek bocznych, z materiału jednorodnego i sprężystego. Przyjęto, że kształt wychylenia osi słupa podczas drgań odpowiada ugięciu statycznemu pod działaniem obciążenia ciągłego. Uwzględniono trzy różne rozkłady obciążeń ciągłych. Otrzymane okresy drgań porównano z wynikami uzyskanymi metodą elementów skończonych (ANSYS). Stwierdzono dużą zgodność wyników. Przeanalizowano możliwość rozszerzenia uzyskanych wyników dla słupów wspornikowych w kształcie ostrosłupów ściętych prawidłowych i ściętego stożka współosiowo wdrążonego (rury stożkowej).

Słowa kluczowe: słup stalowy, linia ugięcia, pierwsza częstość drgań własnych

1. Wprowadzenie

Częstości kolejnych postaci drgań własnych belki można otrzymać rozwiązując dla określonych warunków brzegowych równanie drgań belki Bernoullego–Eulera, sposób postępowania umożliwiający uzyskanie rozwiązania numerycznego dla belki w kształcie ściętego stożka przedstawiono w pracy [1]. Inne

[1] Autor do korespondencji: Jacek Jaworski, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Katedra Inżynierii Budowlanej, 02-776 Warszawa, ul. Nowoursynowska 159, tel. (22) 59- 35109, e-mail: jacek_jaworski@sggw.pl.

[2] Olga Szlachetka, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Katedra Inżynierii Budowlanej, 02-776 Warszawa, ul. Nowoursynowska 159, telefon (22) 59-35110, e-mail: olga_szlachetka@sggw.pl.

[3] Luz Antonio Aguilera-Cortés, Depto. Ingeniería Mecánica, DICIS-Universidad de Guanajuato Carretera Salamanca-Valle de Santiago km 3.5+1.8, CP 36885 Salamanca, Guanajuato, México, tel. (52) 464-647-9940 (ext. 2381), e-mail: aguilera@ugto.mx

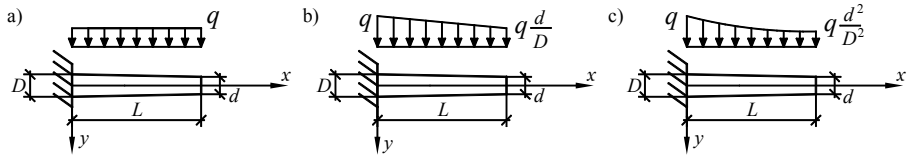
metody i dalsze wyniki rozwiązań dla belek o zmiennych przekrojach poprzecznych omówiono w pracy [2].

Autorzy tej pracy stawiają sobie za cel wyprowadzenie metodą Rayleigh'a wzorów na pierwszą częstość drgań własnych (giętnych) słupów wspornikowych w kształcie ściętego stożka. Założono, że amplituda drgań jest mała, materiał jednorodny, izotropowy i idealnie sprężysty, a masa jest rozłożona w sposób ciągły, co prowadzi czasem do dużych trudności przy całkowaniu. Jeśli znajdzie się jednak rozwiązanie zamknięte, uzyskujemy wzór tak prosty, że do obliczenia częstości (lub okresu) drgań wystarcza podręczny kalkulator.

W metodzie Rayleigh'a zakłada się kształt wychylenia osi słupa podczas drgań. Przyjęcie tego kształtu w postaci paraboli, funkcji trygonometrycznej lub linii ugięcia statycznego osi słupa pod działaniem siły poprzecznej, przyłożonej do jego wierzchołka nie prowadzi do dobrych wyników, szczególnie przy prętach o kształcie zbliżonym do stożka. Porównanie wyników uzyskanych przy takich założeniach z obliczeniami MES znaleźć można w pracy [4].

W niniejszej pracy uwzględniono trzy rodzaje obciążenia ciągłego: stałe q_1, proporcjonalne do średnicy pręta q_2, proporcjonalne do pola przekroju i tym samym do masy pręta (czyli do kwadratu jego średnicy) q_3, (rysunek 1)

$$q_1 = const = q \quad (1); \qquad q_2(x) = q\frac{D(x)}{D} \quad (2); \qquad q_3(x) = q\frac{D^2(x)}{D^2} \quad (3)$$



Rys. 1. Schemat pręta wspornikowego do obliczenia ugięcia, a) obciążenie ciągłe stałe, b), c) obciążenia ciągłe zmienne zgodnie ze wzorami (2) i (3)

Fig. 1. Cantilever beams: a) uniformly loaded, b), c) linear variable continuous load according to eq. (2) and (3), respectively

Średnica słupa i moment bezwładności w dowolnym przekroju poprzecznym pręta określonym współrzędną x wynoszą odpowiednio (rysunek 1)

$$D(x) = D - \frac{D-d}{L}x \quad (4); \qquad J(x) = \frac{\pi D^4(x)}{64} \quad (5); \qquad n = \frac{D}{d} \quad (6)$$

gdzie: D, d – średnice skrajnych przekrojów pręta,

L – długość pręta,

n – iloraz średnic określający stopień zbieżności ścianek ściętego stożka,

J – moment bezwładności przekroju poprzecznego pręta.

2. Wyprowadzenie wzorów na okres drgań

2.1. Metoda obliczeń

Sposób postępowania pokazano dokładnie na przykładzie pręta obciążonego stałym obciążeniem ciągłym q. Ugięcie obliczono całkując równanie różniczkowe osi odkształconej pręta.

$$EJ(x)\frac{d^2u}{dx^2} = -M(x) = \frac{qL^2}{2} - qLx + \frac{qx^2}{2} \tag{7}$$

gdzie: u – ugięcie,
E – moduł sprężystości podłużnej,
M – moment zginający w przekroju pręta określonym współrzędną x,
q – obciążenie ciągłe o stałej wartości.

Całkując dwukrotnie i wyznaczając stałe całkowania z warunków brzegowych otrzymano wyrażenie na ugięcie pręta

$$u(x) = \frac{32q}{\pi E a^4} A(x) \tag{8}$$

w którym

$$a = \frac{d - D}{L} \tag{9}$$

$$A(x) = \frac{3D^2 - 3Dd + d^2}{3D^3} ax + \frac{d(6D - d)}{6D^2} + \ln\frac{D}{ax + D} - \frac{d}{ax + D} + \frac{d^2}{6(ax + D)^2} \tag{10}$$

Przyjmując, że oś słupa (rysunek 2) wychylona podczas drgań ma kształt określony równaniem (8) obliczono energię potencjalną w pozycji wychylonej i energię kinetyczną w pozycji nieodkształconej. Energia potencjalna wynosi

$$E_p = \int_0^L \frac{1}{2} qu(x)dx = \frac{1}{2} q \frac{32q}{\pi E a^4} \int_0^L A(x)dx \tag{11}$$

Oznaczając jako $m(x)$ masę plastra materiału o grubości dx

$$m(x) = \frac{\rho\pi D^2(x)}{4} dx \tag{12}$$

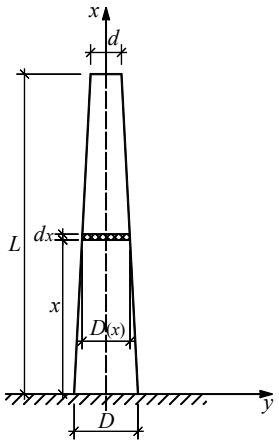
wyznaczono energię kinetyczną słupa jako

$$E_k = \int_0^L \frac{1}{2}\omega^2 u^2(x) m(x) = \frac{1}{2}\omega^2 \frac{\rho\pi}{4}\left(\frac{32q}{\pi E a^4}\right)^2 \int_0^L (ax+D)^2 A^2(x)dx \tag{13}$$

Porównując wartości energii wyznaczono częstość drgań. Okres drgań wynosi

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{4\pi L^2}{(n-1)^2 d^2}\sqrt{\frac{2\rho}{E}}\sqrt{\frac{\int_0^L (ax+D)^2 A^2(x)dx}{\int_0^L A(x)dx}} \tag{14}$$

gdzie: T – okres drgań,
ω – częstość kołowa drgań,
ρ – gęstość masy,
E – moduł sprężystości podłużnej,
n – iloraz dolnej i górnej średnicy słupa, jak we wzorze (6).



Rys. 2. Schemat do obliczenia okresu drgań własnych słupa
Fig. 2. Scheme for calculations of the natural period of a column

Po scałkowaniu i uproszczeniu okres drgań może być wyrażony w funkcji stałych materiałowych E i ρ, oraz parametrów D, L i n, określających kształt geometryczny słupa

$$T = \frac{4\pi L^2}{3D}\frac{n}{(n-1)^2}\sqrt{\frac{\rho}{E}}\sqrt{\frac{A(n)+(60\ln n)B(n)}{10C(n)}} \tag{15}$$

gdzie: $A(n)=11n^6-87n^5+375n^4-1184n^3+3219n^2-4281n+$
$+2817-1080\,n^{-1}+234\,n^{-2}-24\,n^{-3}$,
$B(n)=14n^3-33n^2+15n-3-6n^3\ln n$, (16)
$C(n)=3n^4+10n^3-18n^2+6n-1-12n^3\ln n$.

2.2. Wzory dla przypadku obciążenia ciągłego zmiennego

Postępując analogicznie jak w poprzednim punkcie, wyprowadzono wzory dla przypadku, gdy oś słupa wychylona podczas drgań ma kształt linii ugięcia statycznego przy obciążeniach ciągłych o wartości zmiennej, opisanych wzorami (2) i (3). We wzorach (17) i (23) q oznacza wartość obciążenia ciągłego występującą przy utwierdzeniu pręta.

Dla obciążenia ciągłego jak we wzorze (2) otrzymamy równanie osi ugiętej

$$EJ(x)\frac{d^2u}{dx^2}=\frac{q}{6n}\left[\frac{1-n}{L}x^3+3nx^2-3L(n+1)x+L^2(n+2)\right] \tag{17}$$

i wzór na ugięcie w postaci

$$u(x)=\frac{64q}{\pi E}A_1(x) \tag{18}$$

w którym oznaczono

$$\begin{aligned}A_1(x)=&\frac{5}{36}\frac{D}{a^5L}\frac{n-1}{n}+\frac{5}{12a^4}+\frac{L}{6a^3D}\frac{n+1}{n}-\frac{L^2}{36a^2D^2}\frac{n+2}{n}+\ln D\left[\frac{1}{2a^4}+\frac{2D}{3a^5L}\frac{n-1}{n}\right]+\\&+\left[\frac{1}{4a^4L}\frac{n-1}{n}+\frac{1}{6a^4L}\frac{n-1}{n}\ln D+\frac{1}{6a^3D}-\frac{L}{12a^2D^2}\frac{n+1}{n}+\frac{L^2}{18aD^3}\frac{n+2}{n}\right]x+\\&+\frac{1}{36a^3DL}\frac{n-1}{n}x^2+\left[\frac{L^2}{36a^2}\frac{n+2}{n}+\frac{LD}{12a^3}\frac{n+1}{n}+\frac{D^2}{12a^4}+\frac{D^3}{18a^5L}\frac{n-1}{n}\right]\frac{1}{(ax+D)^2}+\\&-\frac{1}{36aDL}\frac{n-1}{n}\frac{x^4}{(ax+D)^2}-\left[\frac{L}{4a^3}\frac{n+1}{n}+\frac{D}{2a^4}+\frac{13D^2}{36a^5L}\frac{n-1}{n}\right]\frac{1}{ax+D}+\\&-\left[\frac{1}{2a^4}+\frac{b}{2a^5L}\frac{n-1}{n}\right]\ln(ax+D)+\frac{1}{6a^5L}\frac{n-1}{n}(ax+D)-\frac{1}{6a^5L}\frac{n-1}{n}(ax+D)\ln(ax+D)\end{aligned} \tag{19}$$

Porównując energię potencjalną i energię kinetyczną w dwóch charakterystycznych położeniach pręta otrzymujemy wzór na okres drgań słupa

$$T = 8\pi\sqrt{\frac{\rho}{E}}\sqrt{\frac{\int_0^L (ax+D)^2 A_1^2(x)dx}{\int_0^L \left(1-\frac{n-1}{nL}x\right)A_1(x)dx}} \tag{20}$$

Po scałkowaniu i uproszczeniu, do którego użyto programu komputerowego algebry symbolicznej Maple, okres drgań może być wyrażony jako

$$T = \frac{4}{5}\frac{\pi L^2}{(n-1)^2 D}\sqrt{\frac{\rho}{E}}\sqrt{\frac{A(n)+(100\ln n)B(n)}{30nC(n)}} \tag{21}$$

gdzie: $A(n) = 39n^{11} - 645n^9 - 1755n^8 + 17175n^7 - 32264\,n^6 + 47925\,n^5 +$
$- 58605\,n^4 + 45130\,n^3 - 22800\,n^2 + 6600\,n - 800$,
$B(n) = 45n^7 - 193{,}2n^6 + 135n^5 - 99n^4 + 24n^3 - 18n^6\ln n$, (22)
$C(n) = n^6 - 18n^4 + 30n^3 + 12n^3\ln n - 27n^2 + 18n - 4$

Dla obciążenia ciągłego proporcjonalnego do pola powierzchni przekroju (a więc do kwadratu średnicy) słupa (wzór 3) otrzymamy równanie różniczkowe osi ugiętej w postaci

$$EJ(x)\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{qL^2}{12}\frac{n^2+2n+3}{n^2} - \frac{qL}{3}\frac{n^2+n+1}{n^2}x + q\frac{6n^2 - 4n(n-1)\frac{x}{L} + (n-1)^2\frac{x^2}{L^2}}{12n^2}x^2 \tag{23}$$

Uzyskano zamkniętą postać wzoru na ugięcie (funkcja $A_3(x)$ jest jednak zbyt rozbudowana, żeby ją tu zamieścić) i porównując energie otrzymano wyrażenie na okres drgań słupa.

$$u(x) = \frac{64q}{\pi E}A_3(x) \tag{24}$$

$$T = 8\pi D\sqrt{\frac{\rho}{E}}\sqrt{\frac{\int_0^L (ax+D)^2 A_3^2(x)dx}{\int_0^L (ax+D)^2 A_3(x)dx}} \tag{25}$$

Ponieważ wyniki uzyskane ze wzoru (25) nie są bliższe rezultatom z MES od wyników ze wzoru (20), nie szukano innej postaci wzoru (25), a wartości liczbowe do przykładu obliczono przy użyciu programu Mathematica.

Dla prętów w kształcie walca ($n = 1$), każde z trzech przedstawionych obciążeń ciągłych redukuje się do obciążenia stałego i otrzymujemy takie same rozwiązanie na okres drgań

$$T = \frac{4}{9}\frac{\pi L^2}{D}\sqrt{\frac{26\rho}{E}} \tag{26}$$

Dla prętów w kształcie stożka ($n = \infty$), okres drgań jest równy granicy przy $n \to \infty$ funkcji opisanych wzorami (15) i (21), co prowadzi odpowiednio do wzorów

$$T = \frac{4}{3}\frac{\pi L^2}{D}\sqrt{\frac{11\rho}{30E}} \tag{27}$$

$$T = \frac{4}{5}\frac{\pi L^2}{D}\sqrt{\frac{13\rho}{10E}} \tag{28}$$

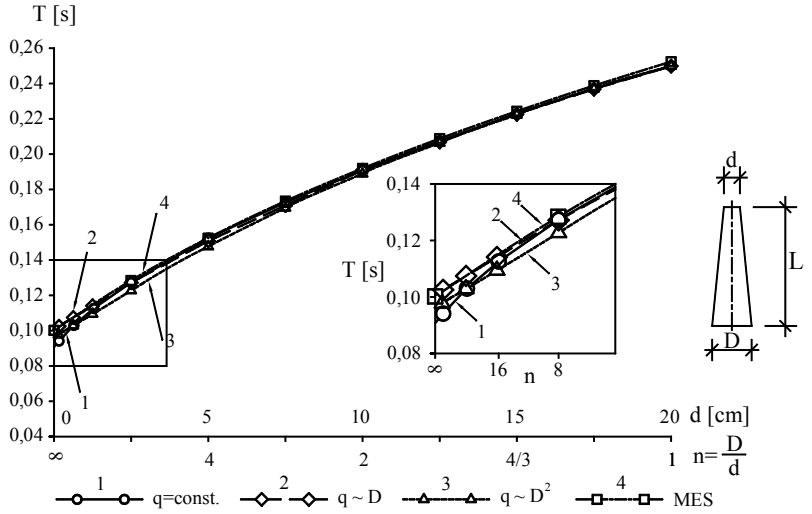
3. Porównanie wyników

W tabeli 1 oraz na rysunku 3 porównano okresy drgań własnych słupów wspornikowych w funkcji zbieżności ścianek bocznych stożka, określonej parametrem n. Uwzględniono trzy rozpatrzone wyżej przypadki kształtu osi słupa wychylonej podczas drgań. Obliczenia wykonano dla słupów stalowych o wysokości $H = 6$ m, średnicy podstawy $D = 20$ cm i średnicach głowicy od $d = 0$ (stożek) do $d = 20$ cm (walec).

Tab. 1. Błędy względne między okresami drgań wg wzorów 1-(15), 2-(21) i 3-(25) a 4-MES

Tab. 1. Relative errors between the natural periods by equations 1-(15), 2-(21), 3-(25) and 4-MES

d [cm]		0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20
n [-]		∞	8	4	2,67	2	1,6	1,33	1,14	1
4	T [s]	0,1002	0,1284	0,1524	0,1734	0,1919	0,2088	0,2243	0,2388	0,2524
3	T [s]	0,0966	0,1227	0,1477	0,1696	0,1889	0,2063	0,2222	0,2370	0,2508
	δ [%]	3,59	4,42	3,11	2,22	1,56	1,20	0,93	0,77	0,63
2	T [s]	0,1009	0,1272	0,1509	0,1716	0,1902	0,2070	0,2226	0,2371	0,2508
	δ [%]	0,73	0,92	0,99	1,02	0,90	0,84	0,75	0,70	0,63
1	T [s]	0,0893	0,1273	0,1519	0,1726	0,1909	0,2076	0,2229	0,2373	0,2508
	δ [%]	10,84	0,83	0,30	0,44	0,50	0,59	0,61	0,64	0,63



Rys. 3. Porównanie okresów drgań obliczonych: 1– według wzoru (15), 2– według (21), 3– według (25), 4 – MES (ANSYS)

Fig. 3. Comparison of natural periods calculated: 1– by equation (15), 2– by eq. (21), 3– by eq.(25), 4– using FEM (ANSYS)

Trzy krzywe mają bardzo zbliżony do siebie kształt i odpowiadają wynikom obliczeń MES, wykonanym w programie ANSYS (użyto elementów Solid 45 a dla stożka Tetraedr 45). Dla słupów w kształcie ściętego stożka o zbieżności ścianek bocznych od n=1 do n=8 najbliższe wynikom MES jest rozwiązanie według wzoru (15). Dla słupa w kształcie stożka i przy zbieżności n powyżej 16 dokładniejszy jest wzór (21).

4. Możliwość rozszerzenia wyników na inne przekroje prętów

Ponieważ schemat wyprowadzenia jest analogiczny, wzory (15) i (21) mogą być – przy niewielkiej modyfikacji – wykorzystane do wyznaczenia okresów drgań słupów w kształcie ostrosłupa ściętego prawidłowego. Zamiast średnic D i d trzeba wstawić długości boków odpowiedniej figury podstawy i wierzchołka, a okres dla ściętego stożka przemnożyć przez pierwiastek z ilorazu odpowiednich wyrażeń na pola i momenty bezwładności. Na przykład dla ostrosłupa czworokątnego i sześciokątnego otrzymamy odpowiednio wzory

$$T_{4-bok} = T_{stoż.sc.} \times \frac{\sqrt{3}}{2} \tag{29}$$

$$T_{6-bok} = T_{stoż.sc.} \times \sqrt{0{,}3} \tag{30}$$

Wzory (15) i (21) mogą być też zastosowane dla szczególnego przypadku rury stożkowej, gdy tworzące stożka zewnętrznego i wewnętrznego (otworu) przecinają się w jednym punkcie na osi stożka [3]. Oznaczając przez α iloraz średnicy wewnętrznej i zewnętrznej otrzymamy wzór na okres drgań

$$T_{L=l} = T_{stoż.sc.} \times \sqrt{\frac{1}{1+\alpha^2}} \tag{31}$$

Natomiast wyprowadzając wzór analogiczny do (15) dla słupa w kształcie współosiowo wydrążonego ściętego stożka otrzymuje się wyrażenia całkowe wymagające obliczeń numerycznych [3].

5. Wnioski

Wzory na pierwszą częstość drgań własnych słupów wspornikowych w kształcie ściętego stożka wyprowadzone metodą Rayleigh'a przy założeniu, że oś słupa wychylonego podczas drgań ma kształt ugięcia statycznego pod obciążeniem ciągłym wykazują wysoką zgodność z rozwiązaniem MES. Są też zgodne z wynikami z pracy [1]. Krzywe na rysunku 3 praktycznie się nie różnią, dlatego do obliczeń wystarczy stosować wzór (21) lub trochę mniej dokładny dla słupów o kształtach bardzo zbliżonych do stożka wzór (15). Przyjęcie kształtu osi wychylonej podczas drgań w postaci funkcji ugięcia statycznego pod obciążeniem ciągłym proporcjonalnym do masy słupa (wzór 25) nie daje wyników bliższych rozwiązaniu MES od pozostałych wzorów.

Uzyskane wzory (15) i (21) są do celów praktycznych wystarczająco dokładne, a jednocześnie tak proste, że do obliczeń wystarczy kalkulator.

Istnieje możliwość wykorzystania otrzymanych wzorów dla ostrosłupów ściętych prawidłowych i szczególnego przypadku rury stożkowej. W ogólnym przypadku rury stożkowej zastosowanie podanej metody napotyka jednak na znaczne trudności obliczeniowe.

Literatura

[1] Conway H.D., Dubil J.F.: Vibration Frequencies of Truncated-Cone and Wedge Beams, Journal of Applied Mechanics (ASME), Vol. 32 (4), 1965, s. 932-934.

[2] Ece M.C., Aydogdu M. Taskin V.: Vibration of variable cross-section beam, Mechanics Research Communications (Elsevier), 34, 2007, s. 78-84.

[3] Jaworski J.: O pewnej metodzie obliczania pierwszej częstości drgań własnych słupów stalowych w kształcie wydrążonego ściętego stożka, Acta Scientiarum Polonorum Architectura, nr 9 (3), 2010, s. 3-15.

[4] Jaworski J., Szlachetka O.: Drgania własne słupów w kształcie ściętego stożka, Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, tom XXXI, zeszyt 61 (nr 2/2014), 2014, s. 33-42.

APPLICATION OF RAYLEIGH'S METHOD TO CALCULATION OF THE FIRST NATURAL FREQUENCY OF CANTILEVER COLUMNS WITH VARIABLE CROSS–SECTION

S u m m a r y

Formulas for the frequency (or period) in the first mode of natural transverse vibration of homogenous and elastic columns with clamped bottom and free head were derived by Rayleigh's method. The columns are shaped as truncated-cones with different inclination of lateral faces, from cylinder to cone. The deflection line of a column axis during the vibration in the form of the bending line of uniformly loaded columns was assumed. Three forms of linear variable continuous loads were included. Resulting periods were compared with those obtained using FEM (program ANSYS) and a good exactitude of results was observed. Possibilities of amplification of obtained equations for cantilever columns in form of truncated regular pyramids and hollow cone (tube shaped like a cone) were discussed.

Keywords: steel column, bending line, first natural frequency

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.149

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 195-208

Karolina KOŚ[1]
Eugeniusz ZAWISZA[2]

CHARAKTERYSTYKA GEOTECHNICZNA OSADÓW DENNYCH ZBIORNIKA RZESZOWSKIEGO

W pracy przedstawiono wyniki badań właściwości geotechnicznych osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego. Przebadano próbki osadów dennych pobranych w cofce zbiornika, powyżej i poniżej wlotu potoku Strug oraz przy stopniu. Osady sklasyfikowano jako materiał pylasty, organiczny, w stanie płynnym. Materiał uśredniony, który powstał przez zmieszanie wszystkich próbek osadów, sklasyfikowano jako pył kilkufrakcyjny, słabo przepuszczalny, o podwyższonej zawartości części organicznych oraz stosunkowo wysokich wartościach parametrów charakteryzujących wytrzymałość na ścinanie i dużej ściśliwości.

Słowa kluczowe: zbiorniki zaporowe, osady denne, charakterystyka geotechniczna

1. Wprowadzenie

Istnienie dużych wielozadaniowych zbiorników jest w Polsce niezbędne [2]. Zbiorniki zaporowe służą retencji wody, pełnią funkcję przeciwpowodziowe, rekreacyjne, zapewniają uregulowany odpływ poniżej zapory oraz produkcję ekologicznej energii elektrycznej. Zbiorniki retencyjne zapewniają źródło wody, tak istotnej zwłaszcza w okresach długotrwałych susz, które coraz częściej występują na terenie Polski. Aby zbiorniki zaporowe prawidłowo spełniały te funkcje, niezbędna jest znajomość pojemności retencyjnych oraz dyspozycyjnych zasobów wody, zatem musi być brany pod uwagę proces zamulania, który w sposób istotny wpływa na te parametry.

Zamulanie zbiornika wodnego to całokształt procesów morfologicznych prowadzących do stopniowego zmniejszania się jego pojemności [7]. Proces ten obejmuje sedymentację rumowiska transportowanego przez dopływy oraz w znacznie mniejszym stopniu – akumulację materiału pochodzącego z abrazji brzegów.

[1] Autor do korespondencji: dr inż. Karolina Koś, Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie, al. Mickiewicza 24/28, 30-059 Kraków, tel. (012) 6624160, email: karolinasudyka@wp.pl.

[2] dr hab. inż. Eugeniusz Zawisza, Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie, email kmgibz@ar.krakow.pl

Proces zamulania powoduje w zbiornikach wodnych szereg negatywnych skutków, utrudniając tym samym ich prawidłowe funkcjonowanie:

- zmniejszanie się pojemności retencyjnej, co ma szczególne znaczenie w przypadku zbiorników, których podstawową funkcją jest ochrona przeciwpowodziowa;
- utrudnione jest prowadzenie prawidłowej gospodarki wodnej
- w części wlotowej do zbiornika następuje spłycenie i intensywne zarastanie roślinnością, co w czasie wezbrania powoduje podtopienie lub zalanie terenów przyległych;
- przy niskich stanach wody osady denne mają negatywny wpływ na jej jakość, co ma szczególne znaczenie w przypadku zbiorników, które są źródłem wody pitnej;
- następuje ograniczenie funkcji rekreacyjnych zbiornika – osady denne powodują zmętnienie wód, przez co zmniejsza się aktywność turystyczno – rekreacyjna;
- osady mogą być siedliskiem wielu zanieczyszczeń – metali ciężkich, pestycydów oraz szkodliwych związków chemicznych;
- woda wypływająca ze zbiornika pozbawiona jest w większości rumowiska, co powoduje przyśpieszoną erozję dna rzeki poniżej zapory, a to skutkuje obniżeniem zwierciadła wody w korycie i w gruncie, przesuszeniem terenów przyległych oraz odsłonięciem fundamentów mostów i nadbrzeży, co często doprowadza do zagrożenia struktury konstrukcji hydrotechnicznych [4].

Ze względu na wymienione negatywne skutki zamulania sztucznych zbiorników wodnych istotne jest ich uzwględnienie zarówno na etapie projektowania jak i eksploatacji. W zbiornikach istniejących pomocne może być rozpoznanie właściwości geotechnicznych i chemicznych zalegających osadów co ułatwi podjęcie decyzji co do ewentualnego wydobycia i zagospodarowania osadów.

2. Ogólna charakterystyka Zbiornika Rzeszowskiego

Stopień Wodny Rzeszów został zbudowany w roku 1973 w 63,7 km rzeki Wisłok. Powstały powyżej stopnia zbiornik wodny miał zapewnić prawidłową eksploatację ujęć wody dla miasta Rzeszowa, ochronę przeciwpowodziową oraz rekreację. Zbiornik wodny pierwotnie miał pojemność 1,8 mln m^3 i powierzchnię zalewu 68,2 ha [12]. Poza wodami Wisłoka zbiornik zasilany jest dodatkowo wodami rzeki Strug, która jest jego drugim bezpośrednim dopływem. Całkowita powierzchnia zlewni Wisłoka wynosi 3528,2 km^2 natomiast powierzchnia cząstkowa zlewni zbiornika wynosi 2060,7 km^2 co stanowi ponad 58% jego dorzecza [13]. Wisłok bierze swój początek na terenach, które zaliczane są do obszarów górskich i podgórskich. Przepływa przez Doły Jasielsko–Sanockie, Pogórze Strzyżowskie, Pogórze Dynowskie, a następnie Rynną Pod-

karpacką i doliną Sanu do ujścia. Na obszarze objętym zlewnią występują różne rodzaje utworów glebowych o zróżnicowanych klasach bonitacyjnych; w przeważającej części są to gleby słabo przepuszczalne, brunatne i pyłowe oglejone oraz mady oglejone o składzie mechanicznym glin ciężkich i pyłów ilastych [5]. Znaczący jest udział użytków rolnych w całej zlewni rzeki Wisłok, gdyż wynosi on około 70%, z czego grunty orne zajmują 53,9%, sady 1,8%, a łąki i pastwiska 14,3% [5]. Użytki leśne zajmują niewiele ponad 20% całej powierzchni zlewni. W górnych partiach zlewni, na obszarze Beskidu Niskiego udział łąk i pastwisk jest większy (25–30 %), są to głównie tereny nadrzeczne lub połoniny.

Proces zamulania przebiegał w Zbiorniku Rzeszowskim bardzo intensywnie. Obecnie jest on zalądowany w około 60%, dlatego funkcje, do których został zbudowany zostały w znacznym stopniu ograniczone. Szacuje się, że w wyniku przeprowadzonego odmulania może zostać wydobytych około 1,5 mln m^3 osadów [14].

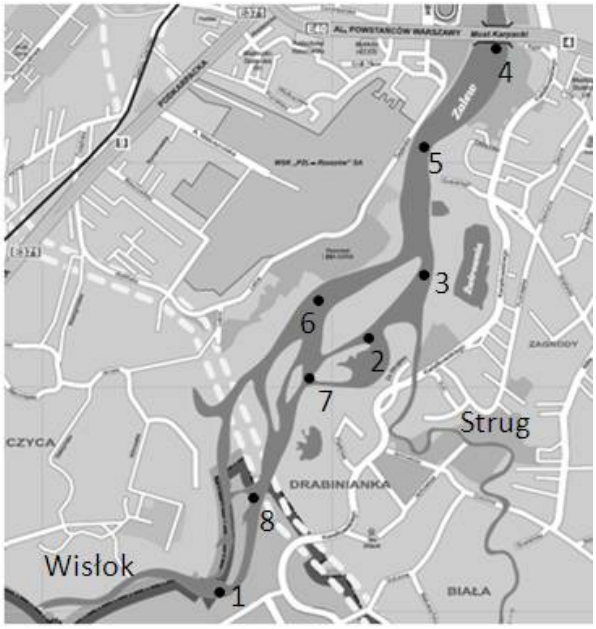
3. Zakres i metodyka badań

Zakres prac obejmował badania terenowe przeprowadzone na zbiorniku oraz badania laboratoryjne parametrów geotechnicznych próbek pobranych w trakcie badań terenowych. Próbki osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego pobrano w czasie dwóch wyjazdów terenowych:

- czerwiec 2010 r. – próbki pobrano czerpakiem z łodzi, z czterech miejsc oznaczonych jako 1, 2, 3 i 4, to jest: w cofce zbiornika, powyżej i poniżej wlotu potoku Strug do zbiornika oraz przy stopniu (rys. 1.);
- grudzień 2011 r. – próbki również pobrano czerpakiem z łodzi lub wiadrami w przypadku płytkiego zalegania osadów, z czterech miejsc oznaczonych jako 5, 6, 7 i 8 t.j. w części środkowej i cofkowej zbiornika.

Próbki osadów dennych pobierane były w postaci szlamu, który po przewiezieniu do laboratorium był podsuszany.

W ramach badań laboratoryjnych oznaczono skład granulometryczny, podstawowe parametry fizyczne, wytrzymałość na ścinanie, ściśliwość oraz wskaźnik nośności. Badania przeprowadzono na poszczególnych próbkach oraz na materiale uśrednionym otrzymanym przez zmieszanie wszystkich pobranych próbek osadów. Parametry geotechniczne oznaczono zgodnie z obowiązującymi normami [16, 20]. Wilgotność optymalną i maksymalną gęstość objętościową szkieletu określono w aparacie Proctora przy energii zagęszczenia 0,59 J cm^{-3}. Granicę płynności oznaczono penetrometrem stożkowym, a granicę plastyczności metodą wałeczkowania. Badanie zawartości części organicznych przeprowadzono metodą utleniania. Oznaczenie zawartości węglanu wapnia wykonano metodą Scheiblera, zgodnie z normą [18]. Powierzchnię właściwą oznaczono metodą sorpcji błękitu metylowego, zgodnie z normą [16]. Współczynnik filtracji oznaczono w edometrach na próbkach (d=7,5 cm, h= 1,9 cm) o wilgotności optymalnej i wskaźniku zagęszczenia I_s=1,00.



Rys. 1. Lokalizacja poboru próbek osadów dennych w Zbiorniku Rzeszowskim [15]
Fig. 1. Localization of bottom sediments sampling [15]

Wytrzymałość na ścinanie oznaczono w aparacie bezpośredniego ścinania (oznaczono parametry całkowite) w skrzynce o wymiarach 60 x 60 mm, z ramkami pośrednimi, które tworzą strefę ścinania o grubości 4 mm. Próbki były formowane bezpośrednio w skrzynce aparatu przy wilgotności optymalnej i zagęszczane do osiągnięcia wskaźnika zagęszczenia I_s=1,00. Próbki osadów poddawano obciążeniu o wielkości 50, 100 i 200 kPa, a następnie ścinano przy prędkości 0,1 mm·min^{-1} do uzyskania 10% odkształcenia poziomego próbki. Obliczenia parametrów wytrzymałościowych wykonano dla wartości maksymalnych naprężeń ścinających (max τ_f) metodą najmniejszych kwadratów.

Badanie ściśliwości przeprowadzono w edometrach. Próbki formowano bezpośrednio w pierścionkach (d = 7,5 cm, h = 1,9 cm) przy wilgotności optymalnej do uzyskania wskaźnika zagęszczania I_s = 0,95. Próbki były konsolidowane przy następujących stopniach obciążenia: 12,5, 25, 50, 100, 200 i 400 kPa, następnie odciążane do 12,5 kPa i ponownie obciążane do 400 kPa. Przeprowadzono również badanie na próbkach przygotowanych jak wyżej podano, lecz nawodnionych przed obciążeniem.

Wskaźnik nośności oznaczano zgodnie z [17], przy obciążeniu 22,0 N, na próbkach bezpośrednio po zagęszczeniu oraz po 4 dobach nasycania wodą. W celu określenia wpływu czasu pielęgnacji oraz działania niskich temperatur, wartości wskaźnika nośności oznaczono również po 7 i 28 dobach pielęgnacji próbek bez zamrażania oraz po cyklach zamrażania – odmrażania. Próbki prze-

znaczone do badań zagęszczane były w cylindrach (d = 15,0 cm, h = 17,5 cm), a następnie poddawane pielęgnacji zgodnie z tabelą 1. W przypadku pielęgnacji bez cykli zamrażania – odmrażania w czasie ostatnich 4 dób (dla 7-dobowej pielęgnacji) lub 15 dób (dla 28-dniowej pielęgnacji) prowadzono pomiar wysokości próbek w celu oznaczenia pęcznienia.

Tabela 1. Opis pielęgnacji próbek przeznaczonych do badania wskaźnika nośności

Table 1. Samples caring before the beating ratio test

Parametr	Pielęgnacja próbek
CBR_7	3 doby w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, 1 doba zanurzone 1 cm w wodzie, 3 doby zanurzone całkowicie w wodzie
CBR_7^{z-o}	3 doby w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, 1 doba zanurzone całkowicie w wodzie, 3 cykle*) zamrażania i odmrażania
CBR_{28}	13 dób w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, 1 doba zanurzone 1 cm w wodzie, 14 dób zanurzone całkowicie w wodzie
CBR_{28}^{z-o}	13 dób w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, 1 doba zanurzone całkowicie w wodzie, 14 cykli*) zamrażania i odmrażania

*) jeden cykl to 8-godzinne zamrażanie w temperaturze -23° C i 16-godzinne odmrażanie w wodzie w temperaturze pokojowej

4. Wyniki badań i ich analiza

Skład granulometryczny oraz wartości parametrów geotechnicznych poszczególnych próbek osadów przedstawiono na rysunku 2 i w tabeli 2. Na podstawie uziarnienia badane osady można sklasyfikować jako grunty spoiste odpowiadające pyłom oraz pyłom ilastym.

Pyły charakteryzowały się zawartością frakcji piaskowej od około 5 do 16%, pyłowej od 79 do 86 %, a iłowej od około 6% do 10%. Wskaźnik różnoziarnistości wynosił od 7 do 13, średnio ponad 10, zatem można określić badany materiał jako kilkufrakcyjny. W przypadku próbek osadów sklasyfikowanych jako pyły ilaste zawartość frakcji piaskowej wynosiła od 3 do 8%, pyłowej około 77-87%, a iłowej od około 10 do 16%. Wskaźnik uziarnienia wynosił około 11, zatem jest to również materiał kilkufrakcyjny.

Gęstość właściwa szkieletu wahała się od 2,47 do 2,70 $g \cdot cm^{-3}$, dla pyłów wyniosła średnio 2,6 $g \cdot cm^{-3}$, natomiast dla pyłów ilastych była nieco wyższa i wyniosła średnio 2,63 $g \cdot cm^{-3}$. Zawartość części organicznych oznaczona metodą utleniania wahała się od 2,2 do 3,5% i nie wykazywała zależności od rodzaju gruntu. Wyższe wartości uzyskano z oznaczenia strat prażenia, od około 2,8 do 5,0% i podobnie jak w przypadku metody utleniania nie stwierdzano znaczących różnic w zależności od rodzaju gruntu. Ze względu na podwyższoną

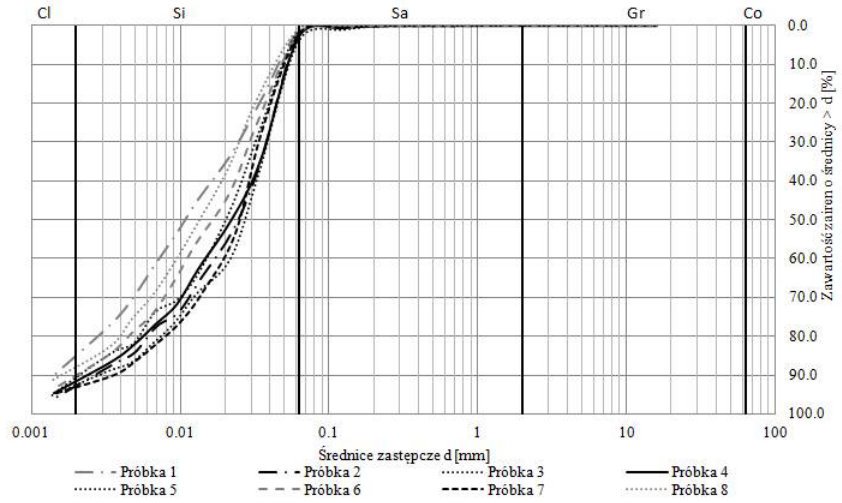
wartość omawianego parametru (>2%) badane materiały zalicza się do gruntów organicznych.

Wilgotność naturalna była wysoka i wynosiła od 70 do 86% dla pyłów, średnio ponad 79% oraz od 83 do 88% dla pyłów ilastych, średnio 85%. Wskaźnik konsystencji wszystkich próbek wynosił znacznie poniżej 0,25, były zatem w stanie płynnym.

Tabela 2. Parametry geotechniczne osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego

Table 2. Geotechnical parameters of bottom sediments from Rzeszowski Reservoir

Parametr	Wartość dla osadów o uziarnieniu			
	pyłów		pyłów ilastych	
	przedział	średnia	przedział	średnia
Zawartość frakcji [%]:				
- piaskowej, Sa 2–0,063 mm	4,5–15,5	9,2	3,0–8,0	6,16
- pyłowej, Si 0,063–0,002 mm	79,0–86,5	83,4	76,6–85,0	81,5
- iłowej, Cl <0,002 mm	5,5–9,5	7,4	9,5–15,5	12,3
Zawartość cząstek [%]:				
- <0,075 mm	89,0–97,0	94,0	94,0–98,0	95,7
- <0,02 mm	39,5–49,5	44,0	54,5–64,5	60,5
Wskaźnik różnoziarnistości, C_u	7,0–13,0	10,7	11,0–11,5	11,3
Nazwa gruntu wg [19]	Si		clSi	
Wilgotność naturalna, w_n [%]	70,3–86,1	79,16	83,0–87,6	85,07
Gęstość właściwa szkieletu, ρ_s [g·cm^{-3}]	2,47–2,70	2,60	2,62–2,66	2,63
Straty prażenia, $I_ż$ [%]	2,88–4,15	3,56	2,80–4,95	3,87
Zawartość części organicznych, I_{om} [%]	2,36–3,32	2,80	2,20–3,51	2,83
Granica płynności, w_L [%]	42,3–50,4	45,00	48,9–53,2	51,17
Granica plastyczności, w_p [%]	27,4–32,1	29,14	28,7–33,5	31,43
Wskaźnik plastyczności, I_p [%]	14,8–18,3	15,86	17,9–21,1	19,73



Rys. 2. Krzywe uziarnienia poszczególnych próbek osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego
Fig. 2.. Granulation curves of each bottom sediment sample from Rzeszowski Reservoir

Granica płynności pyłów wynosiła od ponad 42 do 50%, średnio 45%, natomiast granica plastyczności od ponad 27 do 32%, średnio ponad 29%. W przypadku pyłów ilastych wartości te wyniosły odpowiednio od około 49 do ponad 53%, średnio ponad 51% oraz od około 29 do 34%, średnio ponad 31%. Wskaźnik plastyczności pyłów wynosił od około 15 do ponad 18%, średnio około 16%, natomiast w przypadku pyłów ilastych był nieco większy – od prawie 18 do ponad 21%, średnio około 20%.

Podsumowując można stwierdzić, że osady denne Zbiornika Rzeszowskiego pod względem geotechnicznym odpowiadają gruntom spoistym o granulacji pyłów i pyłów ilastych, z przewagą pyłów, kilkufrakcyjnych, nisko organicznych. W przypadku wykorzystania osadów do celów budownictwa ziemnego istotne są parametry geotechniczne próby uśrednionej, gdyż w trakcie wydobycia, transportu i składowania osadów nastąpi ich przemieszanie, stąd w dalszej części pracy przedstawiono charakterystykę próby uśrednionej, która powstała przez zmieszanie wszystkich próbek osadów.

4.1. Właściwości fizyczne uśrednionej próby osadów dennych

Uziarnienie próby uśrednionej osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego odpowiadało pyłom o zawartości frakcji piaskowej wynoszącej 8,5%, pyłowej 83% oraz iłowej 8,5% (tab. 3). Wartość wskaźnika różnoziarnistości wynosiła powyżej 13, można je więc określić jako kilkufrakcyjne. Wartość gęstości właściwej wyniosła 2,53 g·cm^{-3} i była typowa dla tego rodzaju gruntu.

Tabela 3. Parametry geotechniczne uśrednionej próby osadów dennych
Table 3. Geotechnical parameters of the bottom sediments averaged material

Parametr	Wartość
Zawartość frakcji [%]: - piaskowej, Sa 2-0,063 mm - pyłowej, Si 0,063 – 0,002 mm - iłowej, Cl <0,002 mm	 8,5 83,0 8,5
Nazwa gruntu wg [19]	Si (pył)
Wskaźnik różnoziarnistości, C_u	13,3
Gęstość właściwa szkieletu, ρ_s [g·cm^{-3}]	2,53
Straty prażenia, $I_ż$ [%]	4,67
Zawartość części organicznych, I_{om} [%]	3,33
Wilgotność optymalna, w_{opt} [%]	24,8
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu, ρ_{ds} [g·cm^{-3}]	1,445
Współczynnik filtracji, k_{10} [m·s^{-1}] przy: - I_s=0,90 - I_s=1,00	 $1{,}05 \cdot 10^{-8}$ $1{,}12 \cdot 10^{-9}$
Kapilarność bierna, H_{kb} [cm]	`137,1
Powierzchnia właściwa, St [m^2·g^{-1}]	52,44
Odczyn pH	7,30
Zawartość węglanu wapnia [%]	4,68
Granica płynności, w_L [%]	40,6
Granica plastyczności, w_p [%]	26,8
Wskaźnik plastyczności, I_p [%]	13,8
Wskaźnik pęcznienia, E_p [%]	26
Pęcznienie swobodne, FS [%]: - wg metody Gibbsa i Holtza - wg metody Sohby'ego.	 5 14

Straty prażenia były wysokie i wyniosły prawie 5%, natomiast zawartość części organicznych ponad 3%, przez co osady te należy zakwalifikować do gruntów nisko-organicznych. Substancja organiczna charakteryzuje się wysoką hydrofilnością, przez co wpływa na zwiększenie ściśliwości, plastyczności, właściwości pęczniejących, a zmniejszenie wytrzymałości.

Wilgotność optymalna wyniosła prawie 25%, a maksymalna gęstość objętościowa szkieletu – 1,45 $g \cdot cm^{-3}$.

Współczynnik filtracji zmniejszał się od $1 \cdot 10^{-8}$ do około $1 \cdot 10^{-9}$ $m \cdot s^{-1}$, wraz ze zwiększaniem wskaźnika zagęszczenia od 0,90 do 1,00.

Kapilarność bierna wyniosła prawie 1,4 m. Według klasyfikacji Wiłuna [2000] służącej do określania przydatności gruntu jako podłoża nawierzchni drogowych, na podstawie wartości kapilarności biernej osady Zbiornika Rzeszowskiego należy uznać za grunty wysadzinowe. Obecnie do klasyfikacji gruntów pod względem wysadzinowości najczęściej stosowana jest klasyfikacja podana w normie [17] (tab. 4). Podstawowym kryterium jest tu zawartość drobnych cząstek gruntów, a dodatkowymi stosowanymi w przypadkach wątpliwych, wskaźnik piaskowy i kapilarność bierna. Porównując wartości uzyskane dla osadów Zbiornika Rzeszowskiego należy je również określić jako wysadzinowe.

Tabela 4. Klasyfikacja osadów pod względem wysadzinowości

Table 4. Bottom sediments classification considering frost heave

Parametr	Grupy gruntów [17]			Osady denne
	niewysadzinowych	wątpliwych	wysadzinowych	
Zawartość cząsteczek [%]:				
- <0,075 mm	< 15	15-30	> 30	95,0
- <0,02 mm	< 3	3-10	> 10	48,0
Kapilarność bierna, H_{kb} [m]	< 1,0	≥ 1,0	> 1,0	1,37
Wskaźnik piaskowy, WP [%]	> 35	25 - 35	< 25	-

Wielkości powierzchni właściwej była niska i wynosiła ponad 52 $g \cdot cm^{-3}$. Niskie wartości powierzchni właściwej są rezultatem małej zawartości frakcji iłowej, gdyż to głównie minerały ilaste, jako główny składnik kompleksu sorpcyjnego, wpływają na wartość zarówno pojemności sorpcyjnej, jak i powierzchni właściwej.

Odczyn wyniósł około 7,3 można więc określić go jako obojętny, typowy dla osadów dennych zbiorników wodnych.

Zawartość węglanu wapnia była mała i wyniosła 4,7%. Granica płynności wyniosła około 41%, natomiast plastyczności około 27%, stąd materiał cechował się wskaźnikiem plastyczności wynoszącym blisko 14%. Aktywność wg Skemptona, wg [20] określona jako wskaźnik aktywności (I_a) wyniosła 1,62, uzyskano zatem wysoką wartość w porównaniu do wartości typowych dla gruntów mineralnych (0,75-1,25) [6].

Wskaźnik pęcznienia oznaczony w aparacie Wasiliewa wyniósł 26%, natomiast swobodne pęcznienie w zależności od metody – 5% i 14%, odpowiednio według metody Gibbsa i Holtza oraz Sohby'ego. Pęcznienie zachodzi w gruntach spoistych ze względu na obecność minerałów ilastych, które charakteryzują się silna hydrofilnością. Badane osady zawierają ponad 8% frakcji iłowej, jest to stosunkowo mała zawartość, zatem uzyskane wartości pęcznienia można uznać za wysokie.

4.2. Wytrzymałość na ścinanie

Wartości parametrów charakteryzujących wytrzymałość na ścinanie badanych osadów były zależne od wilgotności i zagęszczenia (tab. 5). W przypadku osadów o wilgotności optymalnej kąt tarcia wewnętrznego zwiększał się od 23° do prawie 34° odpowiednio do zwiększania wskaźnika zagęszczenia od 0,90 do 1,00. Najwyższą wartość spójności, prawie 43 kPa, uzyskano przy I_S=0,95. W przypadku osadów o wilgotności optymalnej, nawodnionych przed ścinaniem (przy I_S=0,95) wartość kąta tarcia wewnętrznego (ponad 24°) była nieznacznie większa niż osadów nienawodnionych, natomiast spójności (ponad 17 kPa) znacznie mniejsza (ponad 2-krotnie) niż osadów nienawodnionych.

Tabela 5. Parametry wytrzymałości na ścinanie uśrednionej próby osadów dennych

Table 5. Shear strength parameters of the bottom sediments averaged material

Wskaźnik zagęszczenia	Kąt tarcia wewnętrznego	Spójność
[-]	[°]	[kPa]
I_s=0,90	23,1	33,1
I_s=0,95	22,3	42,7
I_s=1,00	33,5	35,8
I_s=0,95 nawodniona	24,3	17,3

4.3. Ściśliwość

Czas konsolidacji nienawodnionych osadów pod obciążeniem pierwotnym wynosił 43 doby, w przypadku osadów nienawodnionych, a w przypadku osadów nawodnionych był dużo dłuższy i wynosił 63 doby (tab. 6). Czas konsolidacji pod obciążeniem wtórnym wynosił 15 dób, w przypadku nienawodnionych oraz 22 doby w przypadku osadów nawodnionych. W celu przeprowadzenia analizy parametrów ściśliwości osadów nienawodnionych i nawodnionych wartości osiadań całkowitych odniesiono do początkowej wysokości próbek (odkształcenie względne w procentach), natomiast wartości modułów ściśliwości podano dla całego zakresu obciążenia: 0 – 0,40 MPa w przypadku mo-

dułów ściśliwości pierwotnej oraz 0,0125 – 0,40 MPa w przypadku modułów ściśliwości wtórnej. W wyniku analizy stwierdzono, że w zakresie obciążeń pierwotnych odkształcenia osadów zarówno nawodnionych jak i nienawodnionych były duże – ponad 10%. Odkształcenia w zakresie obciążeń wtórnych były dużo mniejsze – 2,7% (osady nienawodnione) oraz 1,7% (osady nawodnione). Wartości modułów ściśliwości pierwotnej wyniosły prawie 4 MPa, a modułów ściśliwości wtórnej były ponad 5-krotnie większe – rzędu 20 MPa i nie wykazały istotnych różnic między osadami nawodnionymi i nienawodnionymi.

Tabela 6. Parametry ściśliwości uśrednionej próby osadów dennych

Table 6. Compressibility parameters of the bottom sediments averaged material

Czas konsolidacji przy obciążeniu [doby]		Odkształcenie przy obciążeniu [%]		Moduł ściśliwości [MPa]	
pierwotnym	wtórnym	pierwotnym	wtórnym	pierwotny M_o	wtórny M
osady nienawodnione					
43	15	10,4	2,7	3,86	18,61
osady nawodnione					
61	22	10,5	1,7	3,89	21,80

4.4. Wskaźnik nośności

Wskaźnik nośności oznaczony bezpośrednio po zagęszczeniu próbek, przy wilgotności w strefie penetracji trzpienia około 24%, wyniósł średnio prawie 8% (tab. 7). Po 4-dobowym czasie nasiąkliwości wilgotność zwiększyła się o około 8%, a wskaźnik nośności zmniejszył się do około 3%. Pęcznienie linowe wynosiło 1,7%. Po 7 dobach pielęgnacji wskaźnik nośności wyniósł około 6%, a pęcznienie 0,5%. Po 7 i 28 cyklach zamrażania – odmrażania wartości wskaźnika nośności były bardzo małe i wyniosły odpowiednio 1,5 i 1%. Po 28-dobowej pielęgnacji wartość wskaźnika nośności wyniosła 8%, a pęcznienie liniowe ponad 0,5%.

Tabela 7. Parametry nośności i pęcznienia uśrednionej próby osadów dennych
Table 7. Bearing ratio and swelling of the bottom sediments averaged material

Parametr	Wilgotność w strefie penetracji trzpienia [%]	Wskaźnik nośności [%]	Pęcznienie liniowe [%]
CBR	23,69	7,7	-
CBR_4	31,91	3,2	1,72
CBR_7	31,41	5,7	0,48
CBR_{28}	27,83	8,0	0,53
CBR_7^{Z-O}	37,61	1,5	-
CBR_{28}^{Z-O}	37,71	1,0	-

Cykle zamrażania i odmrażania miały istotny wpływ na zmianę wartości wskaźnika nośności osadów. W celu określenia zmian wskaźnika nośności w wyniku procesu zamrażania i odmrażania obliczono wskaźnik mrozoodporności [Gruchot 2006] zgodnie z wzorem:

$$n_{CBR}^{X} = \frac{CBR_X^{Z-O}}{CBR_X}[-] \tag{1}$$

gdzie: CBR_X – wskaźnik nośności po x dobach pielęgnacji bez cykli zamrażanie – odmrażanie (Z-O),
CBR_X^{Z-O} – wskaźnik nośności po x dobach pielęgnacji z cyklami zamrażanie – odmrażanie (Z-O).

Wartość wskaźnika mrozoodporności próbek po 7 dobach pielęgnacji (3 cykle Z-O) wynosiła 0,26. Wydłużenie czasu pielęgnacji do 28 dób (14 cykli Z-O) spowodowało 1,6-krotne zmniejszenie wartości wskaźnika mrozoodporności.

5. Podsumowanie

Osady denne Zbiornika Rzeszowskiego sklasyfikowano pod względem geotechnicznym jako grunty spoiste, kilkufrakcyjne, w stanie płynnym. Wydzielono dwa rodzaje osadów – pyły oraz pyły ilaste. Dominacja frakcji pylastej w osadach dennych związana jest z kilkoma czynnikami - położeniem zbiornika w dolnym biegu rzeki, występowaniem Zbiornika Besko w górnym biegu rzeki Wisłok, który zatrzymuje grubsze frakcje oraz małymi prędkościami przepływu, typowymi dla rzek i zbiorników nizinnych, gdzie transportowane jest głównie rumowisko unoszone. Materiał uśredniony sklasyfikowano jako pył kilkufrakcyjny, bardzo mało przepuszczalny o podwyższonej zawartości części

organicznych. Przy wilgotności optymalnej i dużym zagęszczeniu (I_s = 1,00) odznacza się on stosunkowo dużymi wartościami parametrów charakteryzujących wytrzymałość na ścinanie oraz (przy I_s = 0,95) bardzo dużą ściśliwością.

Literatura

[1] Bednarczyk S., Jarzębińska T, Mackiewicz S., Wołoszyn E. 2006. Vademecum ochrony przeciwpowodziowej. Krajowy Zarząd Gospodarki Wodnej. Gdańsk www.kzgw.gov.pl

[2] Gruchot A. 2006. Wpływ stabilizacji wybranych popiołów na wartość wskaźnika nośności. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo. Zeszyt 28, tom 1, 99-108

[3] Koś K., Zawisza E. 2012. Ocena przydatności osadów dennych Zbiornika Rzeszowskiego do budowy uszczelnień w składowiskach odpadów komunalnych. Acta Sci. Pol., Formatio Circumiectus, 11 (4), 49-60

[4] Krzanowski S. 2000. Wpływ retencji zbiornikowej na wybrane elementy środowiska, ze szczególnym uwzględnieniem zmian reżimu przepływów w rzece poniżej zbiornika. Zeszyty Naukowe AR, 259, 28-32.

[5] Madeyski M., Michalec B., Tarnawski M. 2008. Zamulanie małych zbiorników wodnych i jakość osadów dennych. Infrastuktura i Ekologia Terenów Wiejskich, monografia, nr 11, Polska Akademia Nauk. Kraków

[6] Myślińska E. 1998. Laboratoryjne badania gruntów. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa

[7] Rzętała M. A. 2003. Procesy brzegowe i osady denne wybranych zbiorników wodnych w warunkach zróżnicowanej antropopresji. Katowice. Wydawnictwo Uniwersytetu Śląskiego

[8] Ochrona przed powodzią. 1975. Praca zbiorowa NOT. Dział Szkolenia i Wydawnictw. Warszawa

[9] Wiłun Z. 2000. Zarys geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności. Warszawa

[10] Witek T., Koter M. Mapa glebowo-rolnicza Polski w skali 1:1000000. Wyd. Geolog., Warszawa 1975.

[11] Wpływ zmian klimatu na środowisko, gospodarkę i społeczeństwo. 2010 Zadanie 8: Przeciwdziałanie degradacji polskich zbiorników retencyjnych. Raport syntetyczny z prac wykonanych w 2009 r. Koordynator zadania E. Sieinski. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Państwowy Instytut Badawczy. www.klimat.imgw.pl

[12] www.krakow.rzgw.gov.pl. [data dostępu: 11 luty 2013 r.]

[13] www.wrotapodkarpackie.pl. [data dostępu: 13 lipiec 2013 r.]

[14] www.tvp.pl/rzeszow. [data dostępu: 13 styczeń 2014r.]

[15] www.rzeszow.pl. [data dostępu: 11 luty 2013 r.]

[16] PN-B-04481: 1988 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.

[17] PN-S-02205: 1998 Drogi samochodowe. Roboty zimne. Wymagania i badania.

[18] PN-ISO 10693: 2002 Jakość gleby -- Oznaczanie zawartości węglanów -- Metoda objętościowa
[19] PN-EN-ISO 14688: 2004 Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów.
[20] PN-EN-ISO TS 17892: 2009 Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów.

GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS OF BOTTOM SEDIMENTS FROM RZESZOWSKI RESERVOIR

S u m m a r y

The paper presents geotechnical parameters of bottom sediments from Rzeszowski Reservoir. Tested sediments samples were taken from the backwater area, below and above the Strug stream mouth and near the dam. Sediments were classified as silty organic material in a liquid state. The averaged material, which was created by mixing all the sediments samples, was classified as silt; it had a low permeability, high organic matter content, relatively high shear strength parameters and high compressibility.

Keywords: dam reservoirs, bottom sediments, geotechnical characteristics

Przesłano do redakcji:3.02.2014
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.150

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 209-220

Pavlo KRAINSKYI[1]
Roman KHMIL[2]
Zinoviy BLIKHARSKIY[3]

THE STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS, STRENGTHENED BY REINFORCED CONCRETE JACKETING UNDER LOADING

Reinforced concrete (RC) jacketing is the most widespread method of columns strengthening. The design of such strengthening requires consideration of additional factors. Among them is the impact of the load supported by the existing structure during strengthening on the future performance of the strengthened structure. Determination of the impact of that factor is the main objective of this research. To achieve this RC column specimens were strengthened after preliminary loading to different levels and tested to failure. All specimens had identical geometrical and mechanical characteristics and were tested as pinned columns subjected to eccentric loading. Different load values applied prior to strengthening represented the only variable parameter. During tests dial indicators were used to measure linear deformation of reinforcement and concrete. Measurements were taken from jacketing and strengthened columns. Deflections along the column length as well as crack development were also monitored. RC jacketing is a very effective strengthening method that allowed us to achieve up to 290% of strength increase. Strengthened columns appeared to work as monolithic structures. No displacements, cracks or adherence loss between columns and jacketing was noticed, even though no interface preparation methods were used to increase bonding between the new concrete and the column. Experimental strength of test specimens was close to calculated values. Maximum deviation equaled 10%.

Keywords: reinforced concrete, columns, jacketing, design.

[1] Pavlo Krainskyi postgraduate student; Lviv Polytechnic National University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12; pavlinij@i.ua.

[2] Author for correspondence: Roman Khmil PhD associate professor; Lviv Polytechnic National University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12; roman_hl@ukr.net.

[3] Zinoviy Blikharskyy professor; Lviv Polytechnic National University; Ukraine, 79013, Lviv, S. Bandera Street, 12., blikharskyy@ukr.net

1. Introduction

In the design of strengthening of existing buildings and their structural members, engineers have to consider a number of factors that do not arise in the design of new structures. These factors include: deviations from the project plans during construction, damage and deformation throughout the exploitation period, changes in constraints of some structural members, changes in service loads application scheme, stress-strain state of structural members at the time of strengthening, etc. In practice, an opportunity to completely unload a structural member before strengthening is very rare. Even if one removes all the service load, the structure will still support its own weight and the weight of the upper floors of the building. Therefore, in this article, we focus our attention on the study of the impact of the load supported by the existing structure during strengthening on the future performance of the structure after strengthening.

The majority of civil and industrial buildings in Ukraine were constructed using precast reinforced concrete members. That's why, in this research, experimental studies were performed on RC column specimens. Considering that the increase of RC member's cross section is the most widespread type of strengthening, RC jacketing was chosen as strengthening method under study. RC jacketing proved to be very effective strengthening method as we can see from different studies [3, 4, 5]. In some cases this method allows to achieve a monolithic behavior of the composite element without any additional surface preparation [3] which is very convenient.

Based on the above, the main objectives of the work were to:

1. Experimentally determine the parameters of strength and deformability of strengthened RC column specimen.
2. Determine the impact of stress state of the specimen at the time of strengthening on its future performance.
3. Compare experimental results with theoretically calculated values.

2. Experimental program

2.1. Design of test specimens

For this study eight reinforced concrete column specimens were designed and manufactured. The columns were 2200mm long, with cross section dimensions equal 180mm by 140mm. On both sides columns had cantilever sections to create eccentrically applied loading. Four 12mm rebars were used as longitudinal reinforcement (reinforcement percentage equaled 1.8%) and 6mm wire was used for ties with 200mm spacing. Drawings of test specimens are presented in Figure 1.

Special fasteners were welded to longitudinal reinforcement of the test specimens at the middle section (see Figure 2). These fasteners were used to attach dial indicators to measure linear deformations of reinforcement. Same fasteners were welded to jacketing reinforcement at midsection.

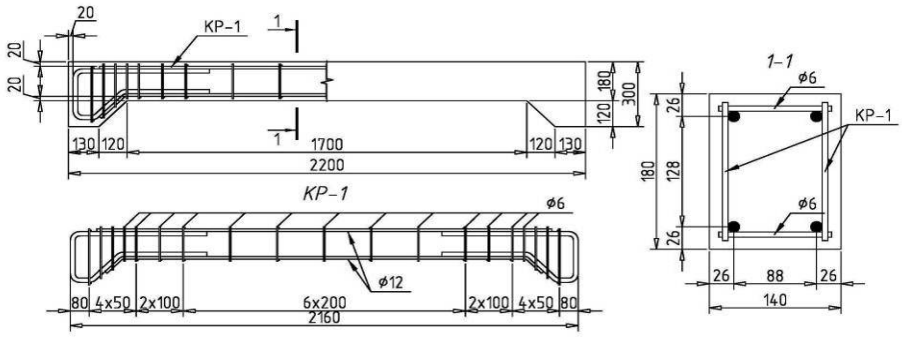


Fig. 1. Test specimens

Rys. 1. Próbka do badań

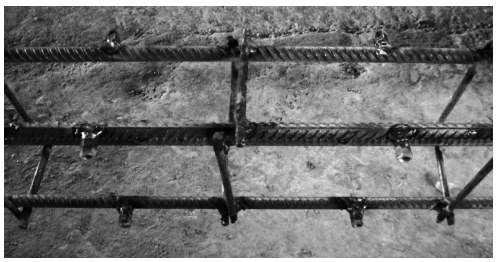


Fig. 2. Fasteners for dial indicators

Rys. 2. Łączniki do mocowania wskaźników

Cross section dimensions of a strengthened column were 260m by 200mm. The length or RC jacketing equaled 1700mm. Four 10mm rebar were used as additional longitudinal reinforcement (reinforcement percentage equaled 1.17%) and 6mm wire was used for ties with 200mm spacing. Drawings of test specimens after strengthening are presented in Figure 3.

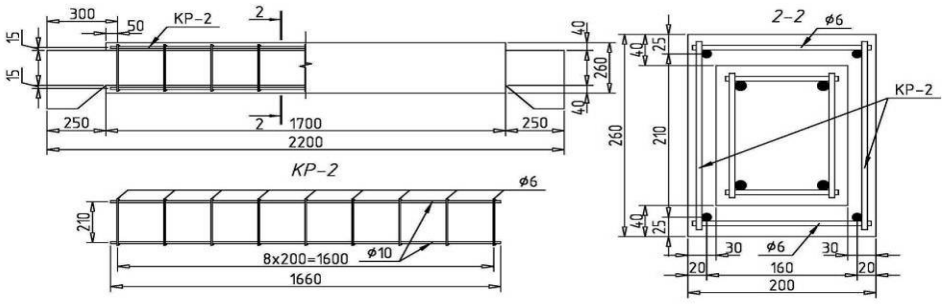


Fig.3. Test specimens after strengthening

Rys. 3. Próbka do badań po wzmocnieniu

2.2. Test program

Two specimens (C-1 and C-2) were tested to failure without strengthening, which allowed to determine their actual limit strength. We define limit strength as a load level when yielding occurs in the reinforcement of the column. Although structural collapse of the specimen occurs later, we still consider reinforcement yield as a limit state, since immediately after it, the specimen achieves excessive deflections and crack widths and becomes completely unsafe for normal exploitation.

The remaining six specimens were strengthened as follows. Two specimens (SC-1-0.0 and SC-2-0.0) were strengthened without prior loading and then tested to failure. Specimens SC-3-0.3 and SC-4-0.3 were loaded to 30% of their limit strength, strengthened and tested to failure. Specimens SC-5-0.5 and SC-6-0.5 were loaded to 50% of their limit strength, strengthened and tested to failure.

In specimens labeling letter "C" stands for column and letter "S" for strengthened. The number after the first hyphen represents an ordinal number of a column. A decimal number at the end indicates loading level before strengthening.

2.3. Material properties

Mechanical characteristics of steel reinforcement were obtained from tensile testing results. Four specimens of 12mm rebar used as the column's longitudinal reinforcement were tested. The average values of reinforcement characteristics were determined to be as follows. Rupture strength of 722.8MPa, a yield stress of 636.9MPa and yield strain of 0.3%. Young's modulus equaled 211GPa.

Another four specimens of 10mm rebar which were used as jacketing longitudinal reinforcement produced the following average values: rupture strength of 701.5MPa, a yield stress of 610.7MPa and yield strain of 0.29%. Young's modulus equaled 210GPa.

Three specimens of 6mm wire which was used for ties in columns as well as in RC jacketing showed average rupture strength of 529.2MPa and a yield stress of 362.2MPa.

A columns' concrete average compressive cube strength at 28 days was 37.7MPa.

An average compressive cube strength of RC jacketing at 28 days was 40.4MPa and 39.9MPa for specimens SC-1-0.0 and SC-2-0.0 respectively; 40.0MPa and 36.6MPa for specimens SC-3-0.3 and SC-4-0.3; and 39.0MPa and 37.5MPa for specimens SC-5-0.5 and SC-6-0.5.

2.4. Strengthening and testing procedure

Strengthening process had begun after columns were loaded to a planned level according to the test program. Columns were kept under constant load. Strengthening started with fastening of jacketing reinforcement firmly in position to prevent displacement during concrete pouring (see Figure 4).

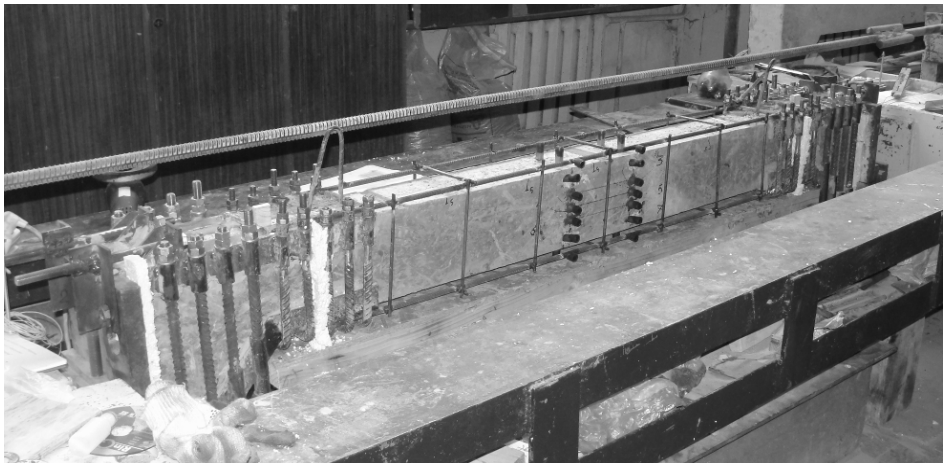


Fig. 4. Installation of jacketing reinforcement

Rys. 4. Montaż zbrojenia otuliny

No interface preparation methods were used to increase bonding between the new concrete and the column. After reinforcement installation, forms were fixed around the column (see Figure 5). Then concrete with small-sized limestone aggregate (less then 10mm) and superplasticizer was poured into the form and left for curing for 28 days.



Fig. 5. Column before concrete pouring

Rys. 5. Słup przed zalaniem betonu

Specimens were tested according to a procedure described in [2]. This procedure is commonly used in Lviv Polytechnic University for column compression tests. A stand used for compression tests is shown in Figure 6.

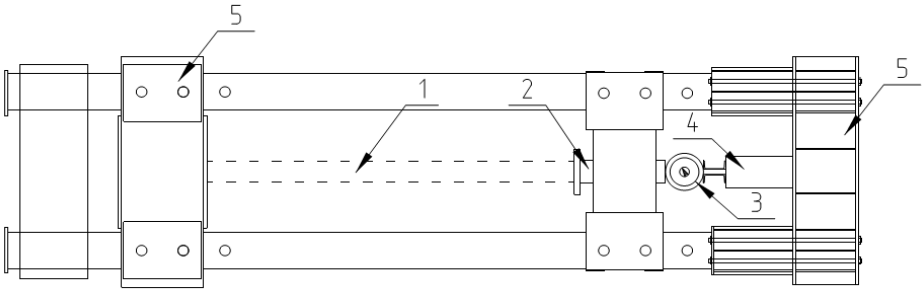


Fig. 6. Compression test stand. 1- tested specimen ; 2- plunger; 3- ring dynamometer; 4- hydraulic jack; 5- rigid steel beam

Rys. 6. Stanowisko do badania na ściskanie. 1- badana próbka; 2 – tłok; 3 – dynamometr kabłonkowy; 4 – siłownik hydrauliczny; 5 – sztywna belka stalowa

All specimens were tested as eccentrically loaded pinned columns. For every column eccentricity equaled 150mm. Load to the columns was applied incrementally (one ton at a time). Measurements from gauges were taken after each increment. In total, there were 11 dial indicators (Di) and 5 deflectometers (Def) on unstrengthened columns and 24 dial indicators and 5 deflectometers on strengthened ones. Positions of the gauges on test specimens are shown on Figures 7 and 8.

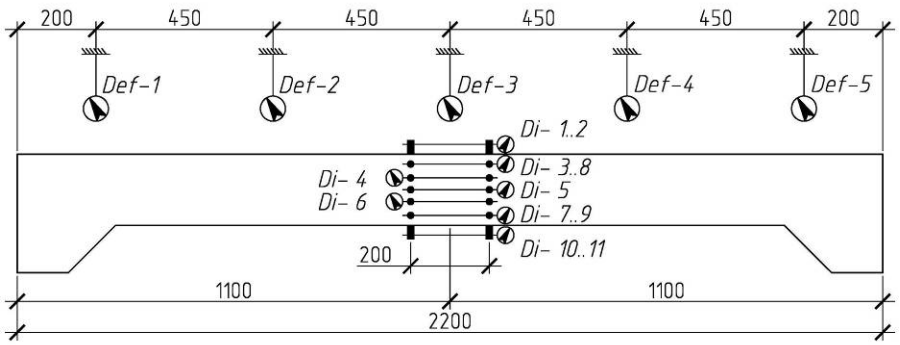


Fig. 7. Gauges position on unstrengthened columns

Rys. 7. Rozmieszczenie urządzeń pomiarowych na słupie bez wzmocnienia

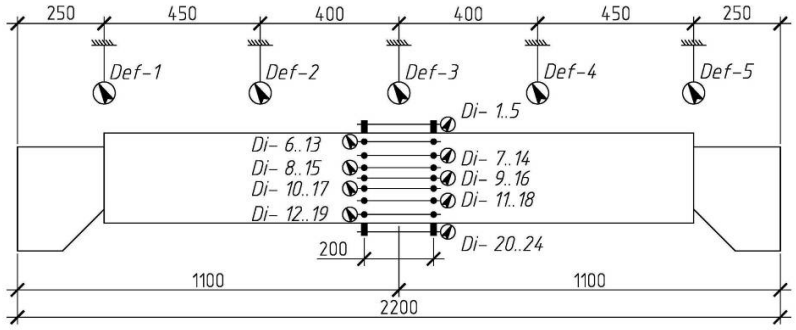


Fig. 8. Gauges position on strengthened columns

Rys. 8. Rozmieszczenie urządzeń pomiarowych na słupie wzmocnionym

Dial indicators were used to measure linear deformation of reinforcement and concrete. These measurements were used to calculate the reinforcement strain and concrete strain along the cross section's height.

3. Results and analysis

3.1. Unstrengthened columns

Columns C-1and C-2 failed in a flexural manner at midsection. Reinforcement yield occurred at an average load of 165.7kN (see Figure 9).

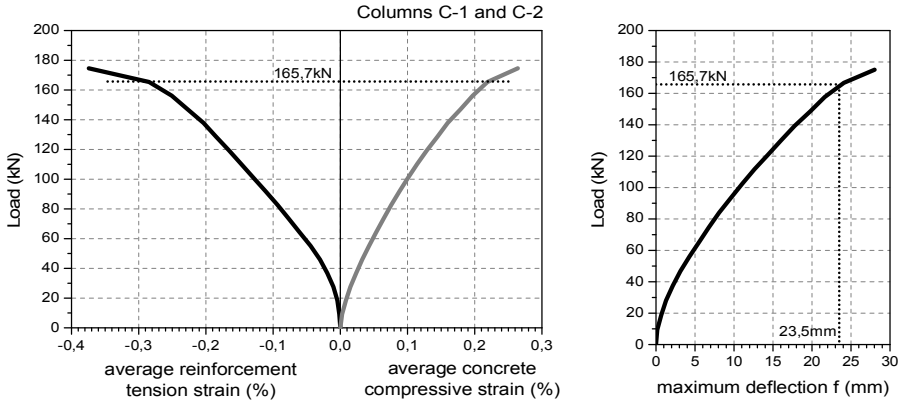


Fig. 9. Strain and maximum deflection plots

Rys. 9. Wykres odkształceń i maksymalnych ugięć

The first 0.05mm wide cracks appeared when columns reached ≈47% of their limit strength and developed up to 0.3-0.4mm until reinforcement yield.

Immediately after that, a large increase in crack width and deflection happened followed by the concrete crashing at a compressed face of the columns (see Figure 10).

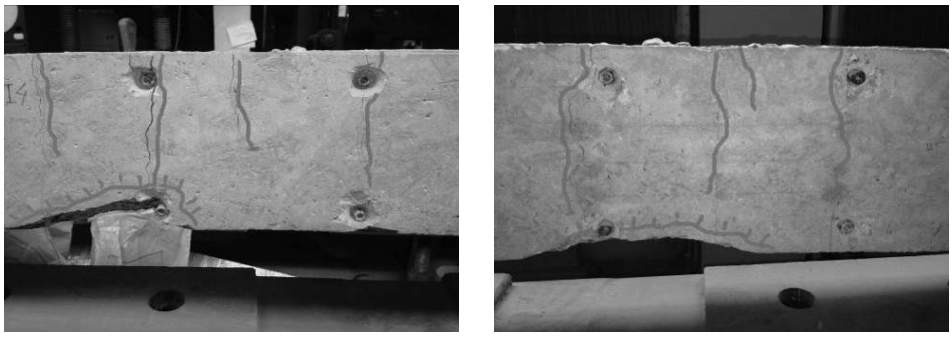


Fig. 10. Columns C-1 and C-2
Rys. 10. Słupy C1 i C2

3.2. Strengthened columns

All strengthened columns were tested not sooner than 28 days after concrete pouring. They all showed similar behavior to unstrengthened columns in terms of failure mode that is, in flexural manner (see Figure 11).

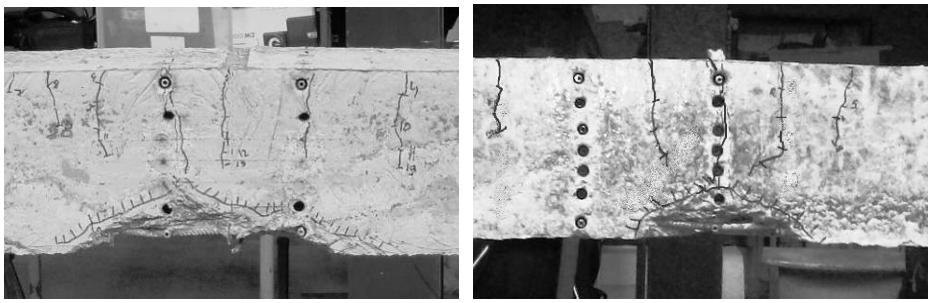


Fig. 11. Columns CS-2-0.0 and CS-5-0.5
Rys. 11. Słupy CS-2-0.0 i CS-5-0.5

In every strengthened specimen, a yield of jacketing reinforcement occurred sooner than a yield of column reinforcement. We consider a load when the yield in both reinforcement layers occurs as a limit strength of the specimen. For columns SC-1-0.0 and SC-2-0.0, average limit strength was 480.5kN; for columns SC-3-0.3 and SC-4-0.3 – 460.9kN; for columns SC-5-0.5 and SC-6-0.5 – 441.3kN (see Figures 12, 13 and 14).

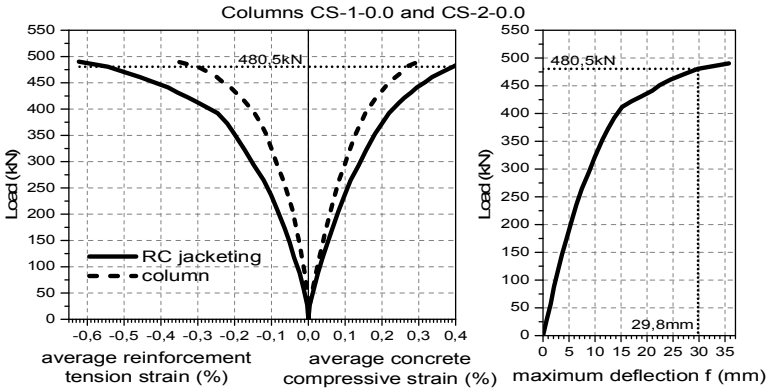


Fig. 12. Strain and maximum deflection plots

Rys. 12. Wykres odkształceń i maksymalnych ugięć

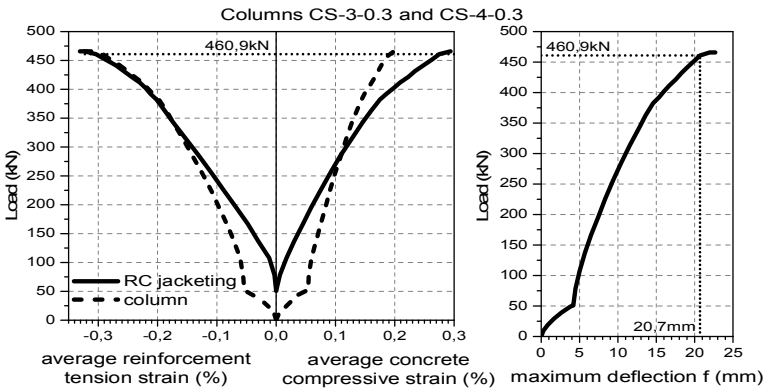


Fig. 13. Strain and maximum deflection plots

Rys. 13. Wykres odkształceń i maksymalnych ugięć

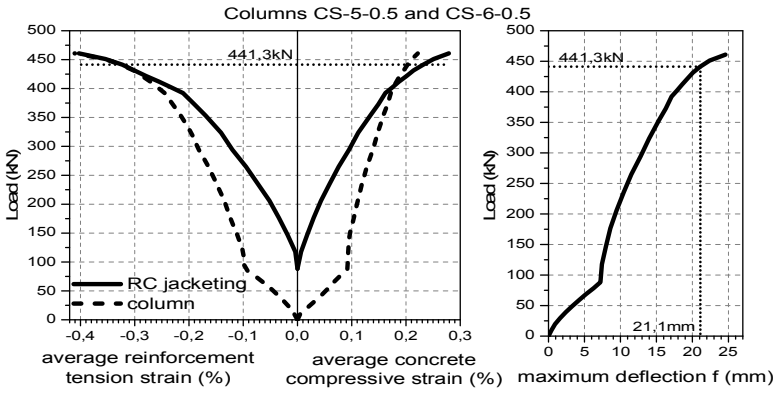


Fig. 14. Strain and maximum deflection plots

Rys. 14. Wykres odkształceń i maksymalnych ugięć

The later a column was strengthened, the later the cracks started to appear. On specimens SC-1-0.0 and SC-2-0.0, cracks with 0.05mm width appeared at a load level of ≈43% of their limit strength, which is similar to unstrengthened specimens. For SC-3-0.3 and SC-4-0.3 0.05mm, cracks load level was ≈55% of their limit strength, and ≈67% for SC-5-0.5 and SC-6-0.5. Maximum crack width for all strengthened columns at limit strength equaled 0.3-0.4mm.

Specimens review after tests found no signs of displacements, cracks or adherence loss between columns and jacketing.

Test results of all specimens are summarized in Table 1.

Table 1. Specimens test results

Tabela 1. Wyniki badania próbek

Test specimen	**Load at the time of strengthening (kN)**	**Experimental strength N_{max} (kN)**	**Strengthening efect**	**0.05mm crack load N_{crc} (kN)**
C-1 C-2	-	165.7	-	77.7
SC-1-0.0 SC-2-0.0	-	480.5	290%	205.9
SC-3-0.3 SC-4-0.3	51.0	460.9	278%	255.0
SC-5-0.5 SC-6-0.5	88.3	441.3	266%	294.2

3.3. Comparison with theoretical calculations

The limit strength of all specimens was calculated according to Ukrainian design codes [6, 7]. Concrete stress-strain relation for non-linear analysis was used [6, 8]. Calculations were performed by solving a system of non-linear equations:

$$\begin{cases} N_1\left(\aleph, \varepsilon_{c(1)}\right) + N_2\left(\aleph^{ad}, \varepsilon_{c(1)}^{ad}\right) - N = 0 \\ M_1\left(\aleph, \varepsilon_{c(1)}\right) + M_2\left(\aleph^{ad}, \varepsilon_{c(1)}^{ad}\right) - M = 0 \end{cases} \tag{1}$$

where: $N_1\left(\aleph, \varepsilon_{c(1)}\right)$ and $N_2\left(\aleph^{ad}, \varepsilon_{c(1)}^{ad}\right)$ – are functions that represent axial forces held by concrete N_c and reinforcement N_s of the column, and N_c^{ad} and N_s^{ad} of the jacketing,

$M_1\left(\aleph, \varepsilon_{c(1)}\right)$, and $M_2\left(\aleph^{ad}, \varepsilon_{c(1)}^{ad}\right)$ – are functions that represents moments of forces N_c, N_s, N_c^{ad} and N_s^{ad} about the neutral axis in

the cross section,

N, M – are the compressive force and bending moment that are applied to a column.

System of equations (1) is solved using gradual approximation method [1, 7]. Calculation results are given in Table 2.

Table 2. Experimental and calculated limit strengths of the test specimens

Tabela 2. Graniczna nośność próbek otrzymana z badań i obliczeń

Test specimen	**Experimental strength $N_{max,exp}$ (kN)**	**Theoretical strength $N_{max,teor}$ (kN)**	$N_{max,teor}/N_{max,exp}$
C-1 C-2	165.7	163.2	0.98
SC-1-0.0 SC-2-0.0	480.5	434.8	0.90
SC-3-0.3 SC-4-0.3	460.9	427.8	0.93
SC-5-0.5 SC-6-0.5	441.3	405.5	0.92

As we can see from Table 2, theoretical calculation of unstrengthened columns showed only 2% deviation from experimental values. Calculation of strengthened columns showed 7-10% deviation which is acceptable.

Conclusions

1. RC jacketing is a very effective strengthening method that allowed us to achieve 290% of strength increase for columns SC-1-0.0 and SC-2-0.0.
2. The limit strength of strengthened columns decreases with the increase of previous loading level. In comparison with SC-1-0.0 and SC-2-0.0 strength of SC-3-0.3 and SC-4-0.3 decreased by 12%; SC-5-0.5 and SC-6-0.5 by 24%.
3. Cracks appeared later in columns that were strengthened with bigger initial loading.
4. Crack width at limit strength was the same for all specimens and equaled 0.3-0.4mm.
5. Strengthened columns appeared to work as monolithic structures. No displacements, cracks or adherence loss between columns and jacketing was noticed.
6. Experimental strength of test specimens was close to calculated values. Maximum deviation was 10%.

Bibliography

[1] Bambura A.M., Nemchynov Y.I., Hurkivskyi O.B., Bezbozhna M.S., Dorohova O.V. The main points of the calculation of bearing capacity of concrete and reinforced concrete structures acording to national regulations DBN V.2.6.-98:2009. Building construction: collection of scientific works No. 73. pp. 724-735, 2010 (in Ukrainian).

[2] Blikharskyi Z.Y., Tsarov Y.S., Khmil R.Y., Popovych V.I. Methods of experimental studies of compressed reinforced concrete elements subjected to the short-term eccentrically applied loading. Proceedings of the National University "Lviv Polytechnic" No. 662. pp. 50-54, 2010 (in Ukrainian).

[3] Júlio E.N.B.S., Branco F.A.B., Silva V.D. Reinforced concrete jacketing - interface influence on monotonic loading response. ACI Structural Journal Vol. 102. No. 2. pp. 252-257, 2005.

[4] Terianik V.V., Borisov A.O. Strengthening of compressed reinforced concrete columns using jacketing. Housing construction No. 2. pp. 24-25, 2010 (in Russian).

[5] Fardiev R.F., Mustafin I.I. The results of experimental studies of eccentrically compressed elements, strengthened by reinforced concrete jacketing. Collection of articles. Construction industry: yesterday, today, tomorrow. MK-36-10. pp. 105-109, 2010 (in Russian).

[6] DBN V.2.6.-98:2009 Concrete and reinforced concrete structures (in Ukrainian).

[7] DSTU B V.2.6-156:2010 Concrete and reinforced concrete. Design regulations. (in Ukrainian).

[8] EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules for buildings.

NOŚNOŚĆ ŻELBETOWYCH SŁUPÓW WZMACNIANYCH POD OBCIĄŻENIEM ŻELBETOWĄ OTULINĄ

S t r e s z c z e n i e

Stosowanie otuliny żelbetowej (RC) jest powszechną metodą wzmacniania słupów. Projektowanie takiego wzmocnienia wymaga rozważania dodatkowych czynników np. ciężaru konstrukcji przenoszonego przez słup. Głównym celem badań było określenie wpływu tego czynnika. Słupy były wstępnie obciążane do różnych poziomów wytężenia, a następnie wzmacniane i badane do zniszczenia. Wszystkie próbki miały identyczne cechy geometryczne i mechaniczne i były badane jako słupy przegubowo zamocowane i obciążone mimośrodowo. Jako zmienny parametr przyjęto różne poziomy wstępnego obciążenia. Podczas badań mierzono linowe odkształcenia betonu i zbrojenia, ugięcia oraz rozwój rys. Otulina pozwoliła osiągnąć wzrost nośności do 290%. Nie zauważono żadnych uszkodzeń pomiędzy słupem a otuliną. Nośność wzmocnionego słupa była bliska wartości otrzymanej z modelu analitycznego, a różnica nie przekraczała 10% .

Słowa kluczowe: żelbeton, słupy, wzmacnianie przez otulinę, projektowanie

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.151

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 221-242

Krzysztof KUCHTA[1]
Izabela TYLEK[2]

KRYTERIUM SZTYWNOŚCI W PROJEKTOWANIU POPRZECZNYCH ŻEBER BLACHOWNIC

W artykule przedstawiono podstawowe metody wymiarowania pośrednich poprzecznych żeber blachownic ze względu na kryterium sztywności giętnej i podłużnej. Zakres opracowania obejmuje opis koncepcji i metod wyznaczania optymalnej względnej sztywności giętnej pośrednich żeber poprzecznych blachownic na podstawie liniowej i nieliniowej teorii stateczności płyt użebrowanych. Przedstawiono również propozycje wymiarowania pośrednich poprzecznych żeber blachownic w stanie nadkrytycznym oparte na dodatkowym kryterium sztywności podłużnej żebra. Porównano również wymagania, jakie stawiane są sztywności giętnej żeber w wybranych normach projektowania konstrukcji stalowych zestawiając je z formułami teoretycznymi i empirycznymi.

Słowa kluczowe: użebrowanie, żebra poprzeczne, żebra pośrednie, Eurokod 3, stateczność płyt użebrowanych

1. Wprowadzenie

Optymalne, z punktu widzenia minimalizacji masy profilu, kształtowanie dwuteowych blachownic stalowych, w których dominującym czynnikiem wytężenia przekroju jest moment zginający, wymaga stosowania środników o dużych smukłościach. Zbyt duża smukłość środnika powoduje jednak stosunkowo wczesne pojawianie się efektów niestateczności lokalnej oraz ich sprzężeń z efektami niestateczności ogólnej. Ekonomicznie efektywnym sposobem przeciwdziałania temu niekorzystnemu zjawisku jest zastosowanie poprzecznego lub podłużnego użebrowania albo fałdowe wyprofilowanie środnika. W praktyce inżynierskiej stosuje się jedynie profilowania fałdowe o tworzącej prostopadłej do osi środnika – fałda najczęściej ukształtowana jest w postaci sinusoidy lub trapezu. Odpowiedni dobór parametrów geometrycznych fałd umożliwia

[1] Autor do korespondencji: Krzysztof Kuchta, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, kkuchta@pk.edu.pl
[2] Izabela Tylek, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, itylek@pk.edu.pl

osiągnięcie na tyle dużej sztywności giętnej (w płaszczyźnie prostopadłej do osi dźwigara) i postaciowej (w płaszczyźnie dźwigara), że utrata stateczności środnika nie nastąpi przed osiągnięciem przez naprężenia granicy plastyczności materiału. Mankamentem tej metody jest, uzasadniona ekonomicznie, konieczność stosowania technologicznie zaawansowanych linii automatycznego spawania fałdowych środników do pasów oraz ograniczenie grubości środników ze względu na uwarunkowania technologiczne gięcia blach na zimno. Z tego względu w stalowym budownictwie kubaturowym preferowane są środniki z fałdami sinusoidalnymi o grubościach nie przekraczających 6,0 mm. Ograniczenia tego nie ma pierwsza z wyżej wymienionych metod. Należy jednak zaznaczyć, że mimo ciągłego postępu w dziedzinie automatyzacji procesów spawalniczych użebrowanie belki blachownicowej nadal jest jeszcze wykonywane ręcznie, co w istotnym stopniu zwiększa koszty jej wytwarzania.

W połowie XIX w. podczas budowy pierwszych stalowych skrzynkowych mostów kolejowych – Conway (1848) i Britannia (1850), szkocki inżynier W. Fairbairn świadomie, w efekcie badań wielu prototypów, zastosował użebrowanie pionowych ścian skrzynki jako zabezpieczenie przedwczesnego ich wyboczenia [28]. Wspomniane powyżej mosty zostały zaprojektowane i oddane do użytkowania ponad 40 lat przed opublikowaniem przez G. H. Bryana (1891) rozwiązania zagadnienia stateczności ściskanej płyty wolnopodpartej, które uważa się za kamień węgielny teorii stateczności sprężystej konstrukcji cienkościennych. Obydwa mosty, Conway – jednoprzęsłowy o rozpiętości 122 m i Britannia – czteroprzęsłowy o rozpiętości głównych przęseł 140 m, funkcjonują do dnia dzisiejszego.

Podczas badań modelowych pierwszych mostów blachownicowych zauważono, że zastosowanie żeber usztywniających powoduje zwiększenie wartości normalnych i stycznych naprężeń krytycznych wyboczenia sprężystego środnika oraz krytycznych naprężeń normalnych pasów. Okazało się, że powyższa metoda zwiększania nośności blachownic jest znacznie ekonomiczniejsza od zwiększania grubości płyt środnika i pasów. Przez okres ponad 100 lat krytyczne naprężenia wyboczenia sprężystego użebrowanych płyt środnika i pasów stanowiły podstawę wymiarowania blachownic, mimo iż już w 1886 r. J.M. Wilson opisał mechanizm pracy nadkrytycznej blachownic mostów kolejowych [10]. Uważano, że podstawowym kryterium wymiarowania jest sztywność giętna żebra, ponieważ żebra powinno być na tyle sztywne, aby linie węzłowe wyboczonej powierzchni środnika uformowały się w ich osiach. Wymiarowanie żeber przeprowadzano korzystając z oszacowań empirycznych oraz teorii stateczności sprężystej płyt użebrowanych.

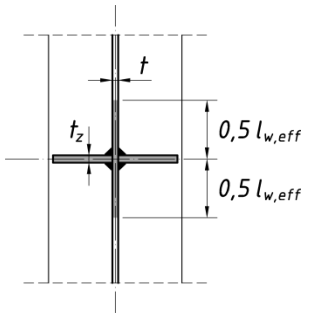
Wprowadzenie do praktyki inżynierskiej zasad projektowania umożliwiających wykorzystanie nadkrytycznej rezerwy nośności zmieniło sposób wymiarowania żeber poprzecznych blachownic. W ramach nowych procedur wymiarowania kryteria sztywności żebra nie zostały jednak usunięte lub zastąpione nowymi formułami, lecz zostały uzupełnione o formuły stanu granicznego nośności.

2. Kształtowanie przekroju żeber poprzecznych

Powszechnie stosowanym w obliczeniach inżynierskich modelem statycznym żebra poprzecznego blachownicy jest fikcyjny, wyizolowany z konstrukcji blachownicy, pręt dwuprzegubowo podparty o rozpiętości równej wysokości płyty środnika. W najbardziej ogólnym przypadku obciążeniowym jest on prętem ściskanym i dwukierunkowo zginanym; przy czym żebra pośrednie, w przeciwieństwie do skrajnych żeber podporowych, najczęściej są zginane jedynie w płaszczyźnie prostopadłej do powierzchni środkowej środnika. Przyjęcie modelu prętowego wymaga zdefiniowania pola przekroju pręta zastępczego. Przekrój pręta zastępczego tworzą kształtowniki żeber oraz przyległa część płyty środnika $l_{w,eff}$ o różnie, arbitralnie definiowanej szerokości (tabl. 1). Należy podkreślić, że dodanie do przekroju zastępczego przyległej części środnika jedynie częściowo uwzględnienia współpracę kształtowników żebra z płytą środnika. We wspomnianym modelu statycznym zazwyczaj całkowicie pomija się oddziaływania sprężystych więzi kinematycznych tworzonych przez płytę środnika.

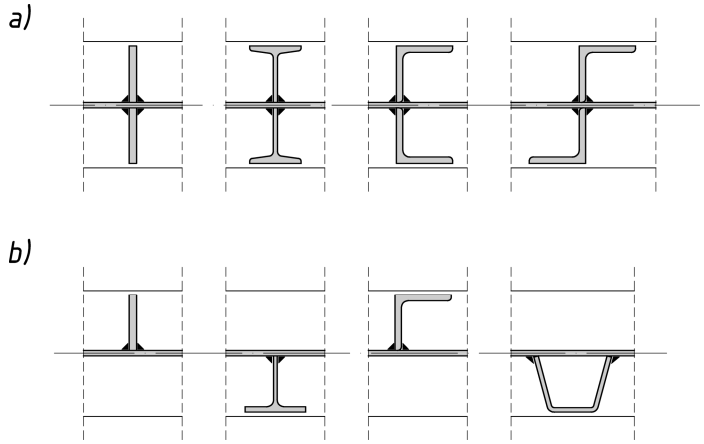
Tablica 1. Szerokość przyległej płyty środnika $l_{w,eff}$ zastępczego przekroju żebra

Table 1. Adjacent web plate width $l_{w,eff}$ of substitute stiffener cross-section

Definicja	**Norma**	$l_{w,eff}$
	DASt 015[6]	1 t_z
	AASHTO [1]	18 t
	PN-90/B-03200 [18]	30 t
	PN-EN 1993-1-5 [20]	$30 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	BS 5400-3 [4]	32 t

t_z – grubość przyległej do środnika ścianki żebra, f_y – granica plastyczności stali środnika

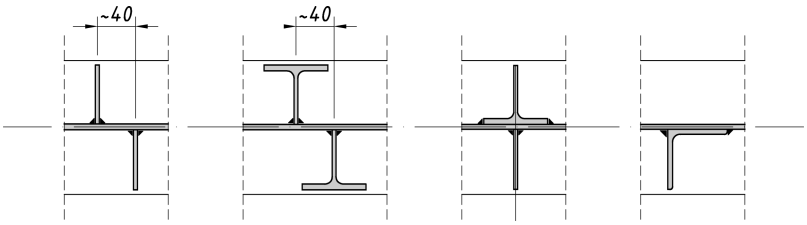
Najczęściej żebra pośrednie projektowane są z kształtowników o przekroju otwartym: płaskowników, kątowników i teowników, które stosowane są zarówno w układzie żebra podwójnego (parzystego) jak i pojedynczego (nieparzystego), co pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Przekroje pośrednich żeber poprzecznych blachownic stalowych: a) podwójne, b) pojedyncze

Fig. 1. Steel plate girder intermediate transverse stiffener cross-sections: a) double, b) single

W przypadku użebrowanych środników o grubościach nie przekraczających 6mm istotne może być zmniejszenie koncentracji naprężeń spawalniczych, które uzyskuje się stosując: żebra z płaskowników w układzie mijankowym, żebro parzyste złożone z płaskownika i połówki dwuteownika albo żebro nieparzyste z kątownika spawanego przylgowo do powierzchni środnika (rys.2).

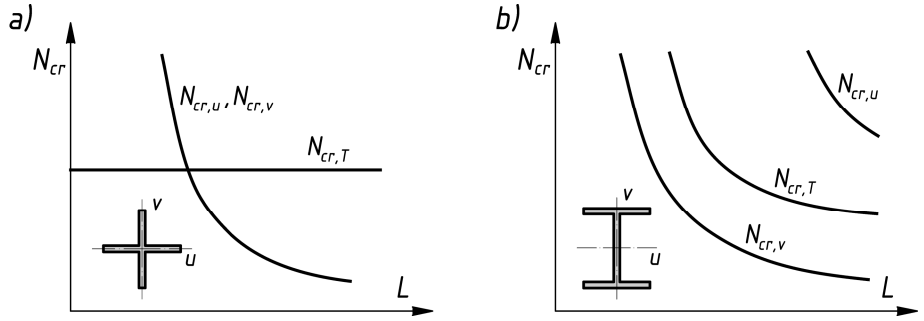


Rys. 2. Żebra usztywniające stosowane w przypadku cienkich blach środnika

Fig. 2. Stiffeners used in case of thin web plates

Najczęściej stosowanym przekrojem zastępczym żeber pośrednich jest przekrój krzyżowy. Taka forma przekroju poprzecznego charakteryzuje się zerową wartością wycinkowego momentu bezwładności, czego konsekwencją jest brak wpływu rozpiętości żebra (wysokości środnika) na wartość siły krytycznej wyboczenia skrętnego (rys. 3a). Przy stosunkowo niedużych wysokościach środników, zwiększanie pola przekroju płaskowników żeber w celu spełnienia warunku stateczności skrętnej nie ma wtedy uzasadnienia.

Racjonalnym rozwiązaniem powyższego problemu jest wykorzystanie przekrojów o niezerowej sztywności deplanacyjnej (por. rys. 3b); zwykle są to profile kątowe albo teowe, rzadziej profile zamknięte.



Rys. 3. Siły krytyczne wyboczenia giętnego i skrętnego w funkcji rozpiętości pręta dla profilu: a) krzyżowego i b) dwuteowego

Fig. 3. Critical forces of flexural and torsional buckling in function of a bar span for cross-section: a) cross type and b) I-shaped type

3. Zastosowanie liniowej teorii stateczności do wyznaczania naprężeń krytycznych płyt użebrowanych

Głównym celem stosowania pośrednich żeber usztywniających, aż do lat 50-tych ubiegłego wieku, było zwiększenie naprężeń krytycznych smukłych płyt składowych blachownic. W szczególności chodziło o zwiększenie naprężeń krytycznych środnika poddanego działaniu naprężeń normalnych, stycznych lub ich kombinacji. Model fizyczny tego zagadnienia oparto na liniowej teorii stateczności dyskretnie użebrowanych płyt izotropowych, co implikowało przyjęcie następujących założeń upraszczających:

a) w konfiguracji początkowej płyta środnika jest idealnie płaska, a oś żebra idealnie prosta,
b) obciążenie jest przyłożone w płaszczyźnie środkowej środnika,
c) nie są uwzględnione naprężenia rezydualne,
d) w stanie wyboczenia przemieszczenia środnika są małe w porównaniu do jego grubości.

Dodatkowo zakładano, że sztywność skrętna żeber i pasów jest na tyle niewielka, że z korzyścią dla bezpieczeństwa konstrukcji można ją pominąć; stąd w praktycznych obliczeniach najczęściej przyjmowano modele płyt prostokątnych przegubowo podpartych na wszystkich krawędziach.

Zagadnienie powyższe najczęściej rozwiązywano za pomocą metody energetycznej stosując podejście Rayleigha-Ritza [por. np. 7, 23, 30]. Warunkiem osiągnięcia przez układ zachowawczy stanu równowagi krytycznej jest zerowanie się drugiej wariacji całkowitej energii potencjalnej układu Π

$$\delta^2 \Pi = 0\,, \tag{1}$$

gdzie,

$$\Pi = U_{pl} + U_{st,M} + U_{st,T} - W_{pl,\sigma} - W_{pl,\tau} - W_{st,M} - W_{st,T}\,, \tag{2}$$

oraz:

U_{pl} – energia odkształceń sprężystych płyty,

$U_{st,M}$ – energia odkształceń sprężystych żebra wywołana zginaniem,

$U_{st,T}$ – energia odkształceń sprężystych żebra wywołana skręcaniem,

$W_{pl,\sigma}$ – praca sił wewnętrznych płyty wywołana naprężeniami normalnymi (σ_x i σ_y),

$W_{pl,\tau}$ – praca sił wewnętrznych płyty wywołana naprężeniami stycznymi,

$W_{st,NM}$ – praca sił wewnętrznych żeber powstała na skutek działania siły podłużnej i momentu zginającego,

$W_{st,T}$ – praca sił wewnętrznych żeber powstała na skutek działania momentu skręcającego.

W zapisie równania (2) wprowadza się zmienną pomocniczą α, charakteryzującą geometrię płyty prostokątnej

$$\alpha = \frac{a}{b}\,, \tag{3}$$

gdzie:

a – długość panelu (mierzona wzdłuż osi dźwigara),

b – szerokość panelu (mierzona prostopadle do osi dźwigara).

Dodatkowo wprowadza się również trzy zmienne pomocnicze charakteryzujące żebro usztywniające:

a) względną sztywność giętną

$$\gamma = \frac{EI_s}{Db}\,, \tag{4}$$

b) względną sztywność skrętną

$$\vartheta = \frac{GI_T}{Db}\,, \tag{5}$$

c) względną sztywność podłużną

$$\delta = \frac{A_s}{bt}\,, \tag{6}$$

gdzie:

A_s – zastępcze pole przekroju żebra,

E – współczynnik sprężystości podłużnej stali,

I_s – moment bezwładności żebra względem płaszczyzny środnika,

b – wysokość płyty środnika,

D – sztywność giętna płyty środnika,

$$D = \frac{Et^3}{12\left(1-\nu^2\right)}, \tag{7}$$

t – grubość środnika,
ν – współczynnik Poissona,
G – współczynnik sprężystości poprzecznej stali,
I_T – moment bezwładności skręcania swobodnego przekroju żebra otwartego

$$I_T = \eta \frac{1}{3} \sum_{i=1}^{n} h_i t_i^3 , \tag{8}$$

η – współczynnik zależny od kształtu przekroju i stosunku grubości jego elementów składowych,
n – liczba ścianek składowych przekroju żebra,
h_i – długość ścianki składowej przekroju żebra,
t_i – grubość ścianki składowej przekroju żebra.

Najczęściej równania stateczności płyt użebrowanych formułowane były przy pominięciu składników sztywności skrętnej żeber.

W opisywanej metodzie pole przemieszczeń prostopadłych do powierzchni płyty $w(x,y)$ zakładano w postaci przybliżonej, w formie podwójnego szeregu sinusowego Fouriera

$$w(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{m\pi y}{b} , \tag{9}$$

Po podstawieniu funkcji (9) do wzoru (1) otrzymuje się równanie, w którym niewiadomymi są współczynniki szeregu a_{mn} oraz bezwymiarowy parametr stateczności płyty k

$$\delta^2 \Pi = \delta^2 \Pi(a_{mn}, k) = 0 . \tag{10}$$

Rozwiązanie powyższego zadania uzyskuje się wykorzystując warunek zerowania się pierwszej pochodnej drugiej wariacji całkowitej energii potencjalnej układu

$$\frac{\partial\left(\delta^2 \Pi\right)}{\partial a_{mn}} = 0 , \tag{11}$$

co prowadzi do układu liniowych, jednorodnych równań algebraicznych w postaci

$$\sum c_{ij} a_{ij} = 0 , \tag{12}$$

gdzie współczynniki c_{ij} są liniowymi funkcjami parametru stateczności płyty k, który jest funkcją parametrów geometrii płyty i sztywności żeber: α, γ, ϑ, δ, a ponadto spełnia równanie

$$k(\alpha,\gamma,\vartheta,\delta)=\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_E}, \tag{13}$$

gdzie:

σ_{cr} – naprężenie krytyczne analizowanej płyty,

σ_E – naprężenie krytyczne Eulera – wartość pomocnicza odpowiadająca naprężeniom krytycznym jednokierunkowo ściskanego pasma płytowego o szerokości jednostkowej, podpartego przegubowo jedynie na krawędziach prostopadłych do kierunku obciążenia

$$\sigma_E=\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2. \tag{14}$$

Formuła (13) jest słuszna również dla krytycznych naprężeń stycznych, przy czym w tym przypadku jako parametr b powinien być przyjmowany zawsze krótszy bok płyty.

Warunkiem koniecznym i wystarczającym istnienia nietrywialnego rozwiązania układu równań jednorodnych (12) jest zerowanie się wyznacznika układu

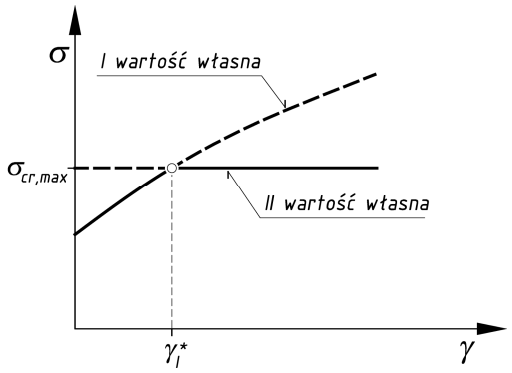
$$\det\left|c_{ij}(\alpha,\gamma,\vartheta,\delta)\right|=0, \tag{15}$$

otrzymuje się stąd wielomianowe równanie charakterystyczne, którego najmniejszym pierwiastkiem jest poszukiwany parametr $k(\alpha, \gamma, \vartheta, \delta)$, pozwalający określić krytyczną wartość naprężeń płyty użebrowanej.

Opisana powyżej metoda jest metodą przybliżoną, której dokładność zależy od liczby wyrazów szeregu aproksymującego pole przemieszczeń $w(x,y)$. Ze względu na żmudność obliczeń rachunkowych metoda ta stała się użyteczna w projektowaniu dźwigarów blachownicowych dopiero po wprowadzeniu komputerów do praktyki obliczeniowej, co w krajach zachodnich miało miejsce pod koniec lat 50-tych ubiegłego wieku, a w Polsce około dziesięć lat później.

4. Zagadnienie sztywności optymalnej żebra poprzecznego

Ekonomiczne kształtowanie użebrowanych płyt środników wymaga racjonalnego doboru rozstawu żeber oraz wyznaczenia ich minimalnej sztywności giętnej, przy której naprężenie krytyczne płyty środnika byłoby maksymalne. Sformułowanie problemu optymalizacji jest jednak utrudnione, ponieważ w zależności od parametrów geometrycznych płyty, warunków obciążenia i rodzaju użebrowania, wzrost sztywności giętnej żebra skutkuje różnym zachowaniem się płyty użebrowanej w kontekście osiąganych naprężeń krytycznych, co pokazano na rys. 4 i 5 sporządzonych na podstawie pracy [25]. W literaturze przedmiotu zdefiniowane zostały trzy rodzaje sztywności optymalnej żebra [7, 25].



Rys.4. Sztywność optymalna pierwszego rodzaju γ_I*

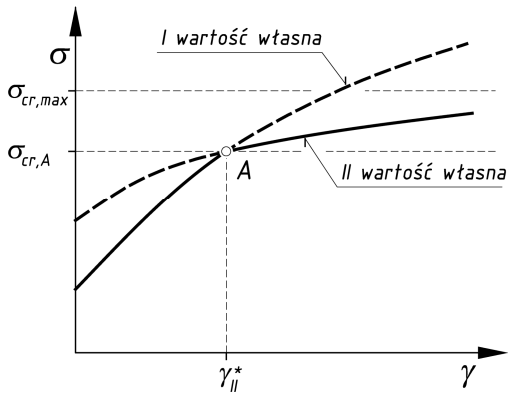
Fig. 4. Optimal stiffness of the first kind γ_I*

Sztywność optymalna pierwszego rodzaju γ_I* (rys. 4) – minimalna względna sztywność giętna żebra, przy której naprężenie krytyczne płyty użebrowanej osiąga wartość maksymalną; dalszy wzrost sztywności żebra nie powoduje wzrostu naprężeń krytycznych, a linia węzłowa wyboczonej powierzchni pokrywa się z osią żebra. Przy sztywnościach żebra mniejszych od γ_I* możliwa jest tylko jedna forma utraty stateczności sprężystej, przy której żebro odkształca się wraz z płytą. Sztywność tego rodzaju nie zawsze jest możliwa do określenia – zależy to od położenia żebra i rodzaju obciążenia płyty.

Sztywność optymalna drugiego rodzaju γ_{II}* (rys. 5) – względna sztywność giętna żebra, przy której naprężenia krytyczne odpowiadające dwóm różnym postaciom wyboczenia są sobie równe; nie otrzymuje się przy tym maksymalnych naprężeń krytycznych, a oś żebra nie pozostaje prosta. Przy sztywnościach żebra mniejszych od γ_{II}* możliwe są dwie formy utraty stateczności sprężystej. W obydwu przypadkach linia węzłowa nie pokrywa się z osią żebra, zatem w stanie wyboczenia płyty żebro ulega zginaniu. Maksymalne naprężenia krytyczne są osiągane przy sztywności żebra zmierzającej do nieskończoności, lecz po przekroczeniu wartości γ_{II}* dalszy wzrost naprężeń krytycznych płyty jest stosunkowo niewielki, a zwiększanie sztywności żebra staje się ekonomicznie nieuzasadnione.

Sztywność optymalna trzeciego rodzaju γ_{III}* – względna sztywność giętna żebra, przy której naprężenia krytyczne całej płyty są równe naprężeniom krytycznym panelu najbardziej niekorzystnie obciążonego, dla którego przyjmuje się schemat płyty przegubowo podpartej na wszystkich czterech krawędziach. Wymusza to przyjęcie koncepcji tzw. „żebra sztywnego”. Jeżeli dla danej płyty użebrowanej istnieje sztywność optymalna pierwszego rodzaju to jest ona równa sztywności optymalnej trzeciego rodzaju. Trzecia koncepcja sztywności optymalnej jest najbardziej uniwersalna, może być stosowana niezależnie od rodzaju użebrowania i obciążenia płyty. Podkreślić należy jednak to,

że sztywność γ_{III}* nie zapewnia osiągnięcia maksymalnych możliwych naprężeń krytycznych, ani uformowania się linii węzłowych wyboczonej powierzchni płyty w osiach żeber, jednak ze względu na to, że projektowanie upraszcza się do projektowania pojedynczych paneli środnika jest ona często stosowana w literaturze i określana krótszym terminem *sztywności optymalnej* γ*.

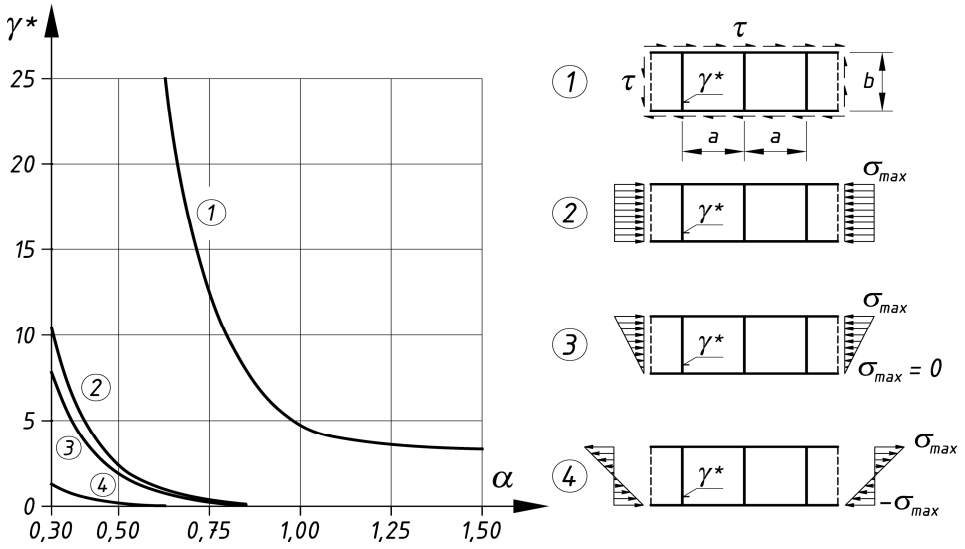


Rys. 5. Sztywność optymalna drugiego rodzaju γ_{II}*

Fig. 5. Optimal stiffness of the second kind γ_{II}*

W klasycznym sformułowaniu sztywność optymalna żebra poprzecznego jest funkcją rodzaju obciążenia oraz stosunku długości krawędzi płyty α. Z punktu widzenia praktyki projektowej bezpieczne oszacowanie przekroju żebra jest możliwe na podstawie sztywności optymalnej γ*(α) żebra płyty obciążonej naprężeniami stycznymi, co pokazano na rys. 6 [7]. Uniwersalność takiego podejścia może jednak być okupiona przewymiarowaniem poprzecznych żeber usztywniających. Na podstawie analizy charakterystyk przedstawionych na rys. 3 można również zauważyć, że zależność γ*(α) jest nieliniową funkcją monotonicznie malejącą, przy czym dla $\alpha < \sim 1{,}0$ jest ona silnie malejąca, natomiast dla $\alpha > \sim 1{,}0$ spadek wartości γ* jest stosunkowo niewielki i w tym przedziale funkcja γ*(α) mogłaby być aproksymowana funkcją stałą.

Pierwsze analityczne rozwiązanie problemu sztywności optymalnej użebrowania płyty ścinanej przedstawił Timoshenko (1915) [27], podając w sposób stabelaryzowany wartości γ* dla płyt prostokątnych przegubowo zamocowanych w pasach i usztywnionych jednym albo dwoma żebrami poprzecznymi (patrz tab. 2).



Rys.6. Porównanie optymalnej względnej sztywności giętnej żebra dla różnych przypadków obciążeniowych według M. Mele

Fig. 6. Comparison of optimal relative flexural stiffness of a stiffener for different load cases according to M. Mele

Tabela 2. Wartości względnych sztywności optymalnych żeber poprzecznych γ^* na podstawie[27]

Table 2. Transversal stiffeners relative flexural stiffness γ^* values according to [27]

Liczba żeber	**Parametr geometrii płyty α [-]**						
	3,0	2,5	2,0	1,5	1,25	1,2	1,0
1	-	-	0,83	2,9	6,3	-	15
2	0,64	1,37	3,53	10,7	-	22,6	-

Pierwsze formuły otrzymane na drodze eksperymentalnej były również uzależnione od stosunku długości krawędzi płyty α. Uniwersalna, niezależna od rodzaju obciążenia formuła empiryczna podana przez Moore'a (1942) [17] stanowi aby sztywność żebra nie była mniejsza niż

$$\gamma^* = \frac{14}{\alpha^3}. \tag{16}$$

Wraz z początkiem lat 50-tych ubiegłego wieku nastąpił intensywny przyrost liczby prac dotyczących stateczności płyt użebrowanych. W okresie tym pojawiło się również wiele opracowań dotyczących problemu wyznaczania sztywności optymalnej podłużnych, poprzecznych i przekątnych (ukośnych) żeber blachownic. Rozważano najczęściej płyty prostokątne o różnej konfiguracji geometryczno-obciążeniowej, które usztywnione były jednym lub wieloma

żebrami równoległymi do krawędzi płyty wariantując przy tym rodzaj utwierdzenia płyt na ich krawędziach podparcia. Spośród licznych opracowań wymienić należy tutaj m.in.: doświadczalno-teoretyczną pracę Steina i Fralicha [26], publikację Wanga dotyczącą stateczności płyty o nieskończonej długości [29], opracowanie Seidego dotyczące stateczności żebra jednostronnego [24], pracę doktorską Bornscheuera w której uwzględniono sztywność skrętnej żeber [3] oraz pracę habilitacyjną Kowala [13], w której przedstawiono rozwiązania analityczne problemów stateczności liniowej i nieliniowej płyt środników użebrowanych poprzecznie i przekątnie oraz wyznaczono sztywność optymalną żebra przekątnego. Szeroki przegląd klasycznych, analitycznych metod wyznaczania sztywności żeber zawiera m.in. monografia Bulsona (1970) [5]. Znaczny wkład we wdrożenie do praktyki projektowej obliczeń stateczności płyt użebrowanych i sztywności optymalnej żeber mają dwie słynne monografie: Klöppela i Scheera [11] oraz Klöppela i Möllera [12], które oprócz szczegółowego opisu matematycznego rozwiązania problemu zawierały wiele praktycznych formuł, wykresów oraz zapisów w formie macierzowej, które w istotny sposób ułatwiały komputerowe prowadzenie obliczeń. Przykładowo, dla środnika usztywnionego jedynie żebrami poprzecznymi, poddanego działaniu naprężeń stycznych optymalna sztywność względna według Klöppela i Scheera [11] wynosi

$$\gamma^* = \frac{5{,}4}{\alpha}\left(\frac{2}{\alpha}+\frac{2{,}5}{\alpha^2}-\frac{1}{\alpha^3}-1\right) \quad \text{przy czym} \quad 0{,}5 \le \alpha \le 2{,}0 \tag{17}$$

Rozwiązania czysto teoretyczne były poddawane weryfikacji eksperymentalnej. W 1956 r. Rockey [22] na podstawie przeprowadzonych 220 badań doświadczalnych zaproponował dwie formuły na sztywność względną żebra współosiowego i mimośrodowego względem płaszczyzny środnika

$$\gamma^* = \begin{cases} \dfrac{28}{\alpha} - 20\alpha & \text{dla żeber współosiowych} \\ \dfrac{21{,}5}{\alpha^2} - 7{,}5 & \text{dla żeber mimosrodowych} \end{cases}, \tag{18}$$

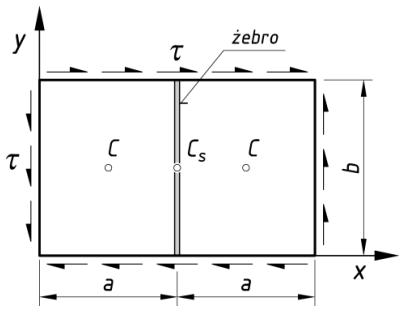
Massonnet i Greisch (1955) [15] zaproponowali nieciągłą funkcję sztywności optymalnej żebra $\gamma^*(\alpha)$ w postaci

$$\gamma^* = \begin{cases} \dfrac{28}{\alpha} - 20\alpha & \text{dla} \quad 0{,}2 < \alpha < 1{,}0 \\ 8 & \text{dla} \quad \alpha \ge 1{,}0 \end{cases}. \tag{19}$$

Na podstawie sztywności optymalnej γ^* wyznaczonej według zasad liniowej teorii stateczności nie mogą być wymiarowane żebra blachownic w stanie nadkrytycznym oraz żebra poprzeczne, które stanowią podparcie dla więcej niż dwóch żeber podłużnych.

5. Rozwiązania oparte na nieliniowej teorii stateczności płyt

Zastosowanie liniowej teorii stateczności płyt użebrowanych wymagało przyjęcia nierealistycznych założeń o idealnie płaskiej powierzchni płyty środnika i prostoliniowej osi żebra. Proces wytwarzania blachownicy stalowej jest zawsze źródłem nieuniknionych imperfekcji geometrycznych (wygięcia osi żeber oraz wybrzuszenia wstępne i mimośrody scalenia płyt składowych) oraz strukturalnych (naprężenia własne: walcownicze, spawalnicze, montażowe). Konfiguracja z imperfekcjami początkowymi skutkuje powstaniem stanu odkształceń giętnych w płycie środnika już na początku procesu obciążania blachownicy. Odkształcenia te narastają wraz ze wzrostem obciążenia, zatem przy osiągnięciu wartości krytycznej obciążenia nie występuje gwałtowne przejście z bezgiętnego stanu tarczowej pracy środnika do giętnego stanu powyboczeniowego, co podważa celowość analizy stateczności w ujęciu bifurkacyjnym. Zgodnie z normą PN-EN 1090-2 [19] dopuszczalne wybrzuszenie środnika wynosi ±1/100 i ±1/150 wysokości środnika, odpowiednio dla 1. i 2. klasy wykonania konstrukcji. Blachownica nie obciążona może zatem mieć deformacje większe od grubości jej środnika, nie jest więc możliwe utrzymanie założenia o małych przemieszczeniach, ani w stanie podkrytycznym, ani tym bardziej w stanie nadkrytycznym. Uwzględnienie postulatu dużych przemieszczeń wymaga zastosowania nieliniowej teorii stateczności płyt. Prace z tego zakresu są stosunkowo nieliczne, zagadnieniom tym pod koniec lat 60-tych ubiegłego wieku poświecili swoje prace m.in. Massonnet [16] i Škaloud [25].



Rys. 7. Płyta prostokątna usztywniona pojedynczym żebrem analizowana przez Škalouda

Fig. 7. The single stiffener reinforced rectangular plate analyzed by Škaloud

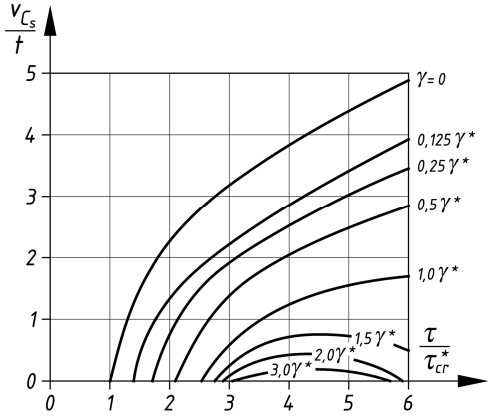
Rozwiązanie zagadnienia stateczności nieliniowej płyty prostokątnej o wymiarach jak na rys. 7 [25], usztywnionej żebrem poprzecznym w połowie szerokości, obciążonej naprężeniami stycznymi na obwodzie i podpartej przegubowo, nawet w przypadku przyjęcia braku początkowych imperfekcji geometrycznych oraz naprężeń rezydualnych, wymaga wyznaczenia rozwiązania układu dwóch równań różniczkowych cząstkowych, równania nierozdzielności (20) i równania równowagi (21) z zadanymi kinematycznymi i statycznymi warunkami brzegowymi,

$$\frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^2 y^2} + \frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^4} = E\left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\right) - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right], \tag{20}$$

$$\frac{D}{t}\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y}\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \tag{21}$$

Rozwiązanie powyższego zagadnienia brzegowego metodami analitycznymi napotyka poważne trudności obliczeniowe. Stosując podejście Papkowicza, Škaloud [25] otrzymał rozwiązanie analityczne równania nierozdzielności (20) oraz, przy zastosowaniu metody energetycznej, rozwiązanie przybliżone równania równowagi (21). Ze względu na wymaganą dokładność rozwiązania, funkcja przemieszczeń w stanie powyboczeniowym została przyjęta w postaci pierwszych sześciu wyrazów podwójnego szeregu sinusowego, co skomplikowało obliczenia na tyle, że niemożliwe było uzyskanie rozwiązania w postaci funkcji jawnej. Wartości poszukiwanej funkcji przemieszczeń $w(x,y)$ obliczono w arbitralnie wybranych punktach analizowanej płyty, co umożliwiło zbadanie wpływu względnej sztywności giętnej żebra γ/γ^* oraz względnego naprężenia krytycznego τ/τ_{cr}^* na przemieszczenia żebra (patrz rys. 8 według [25]), przy czym wielkości oznaczone symbolem * odpowiadają sztywności optymalnej i naprężeniom krytycznym tej samej płyty otrzymanym przy zastosowaniu liniowej teorii stateczności płyt użebrowanych. Wykazano, że w stanie nadkrytycznym sztywność żebra będzie wystarczająca jeśli przyjąć wartość sztywności γ^* przemnożoną przez współczynnik zwiększający m_S o wartości 3,0,

$$\gamma_o = m_S \gamma^*. \tag{22}$$



Rys. 8. Przemieszczenia względne punktu C_s w funkcji względnych naprężeń stycznych płyty analizowanej przez Škalouda

Fig. 8. Relative displacement of C_s point in function of relative shear stresses in the plate analyzed by Škaloud

Porównując rozwiązania Škalouda i Massonneta z wynikami badań doświadczalnych Maquoi [14] zaproponował następujący sposób wyznaczania optymalnej sztywności żeber dla środników blachownic pracujących w stanach nadkrytycznych,

$$\gamma_o = m_M \gamma^* \tag{23}$$

gdzie,

$$m_M = \begin{cases} 1{,}0 \quad \text{dla} \quad b/t \le 75 \\ 3{,}0 \quad \text{dla} \quad b/t \ge 150 \end{cases}, \tag{24}$$

oraz γ^* – sztywność optymalna żebra wyznaczona wg teorii stateczności liniowej płyt użebrowanych.

6. Sztywność żeber poprzecznych w nadkrytycznym stanie nośności blachownicy

Przejście blachownicy do stanu nadkrytycznego wywołuje jakościowe i ilościowe zmiany dystrybucji sił wewnętrznych w płytach składowych. Często stosowanym modelem obliczeniowym blachownicy w stanie nadkrytycznym jest kratownica Pratta, w której słupki stanowią żebra poprzeczne, a strefy pól ciągnień w środniku formują krzyżulce. Stosowanie takiego modelu wymaga wymiarowania żebra poprzecznego nie tylko ze względu na opisywany wcześniej warunek sztywności, lecz również sprawdzenia warunku nośności żebra traktowanego jak pręt ściskany osiowo. Powyższe podejście do wymiarowania żeber poprzecznych jest stosowane w większości współczesnych norm projektowania konstrukcji stalowych – również w normach polskich [18] i [20].

Oryginalną metodę wymiarowania żeber pośrednich blachownic w stanach nadkrytycznych, polegającą na weryfikacji przekroju żebra jedynie ze względu na warunek sztywności, przedstawili Ballio i Mazzolani (1983) [2]. Uznali oni, że warunek sztywności giętnej żebra należy uzupełnić dodatkowym warunkiem sztywności podłużnej

$$A_s \ge \delta^* bt \tag{25}$$

gdzie:

A_s – zastępcze pole przekroju żebra składające się z kształtowników przylegających do środnika oraz przyległej części płyty środnika o szerokości $5t$ z każdej strony żebra,

δ^* – optymalna względna sztywność podłużna żebra,

$$\delta^* = \left(1 - \frac{\sigma_{cr,red}}{f_y}\right) \rho\phi \left(\frac{c}{a}\right)_{\min} \tag{26}$$

w którym: $\sigma_{cr,red}$ – naprężenie krytyczne płyty środnika w złożonym stanie naprężeń, zredukowane ze względu na nieliniowość charakterystyki materiałowej σ-ε poniżej granicy plastyczności,

$$\sigma_{cr,red} = f_y \frac{20 + \sqrt{25 - 15\left(\frac{f_y}{\sigma_{cr,id}}\right)^2}}{25 + \left(\frac{f_y}{\sigma_{cr,id}}\right)^2}, \tag{27}$$

$\sigma_{cr,id}$ – naprężenia krytyczne płyty w złożonym stanie obciążeń, wyznaczone według klasycznej teorii stateczności liniowej,

ρ – współczynnik korekcyjny,

$$\rho = \frac{2\alpha}{1+\alpha^2}\eta \tag{28}$$

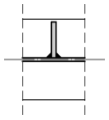
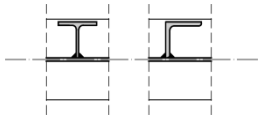
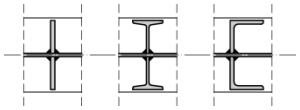
przy czym,

$$\eta = \begin{cases} 1{,}6 - \alpha & \text{dla} \quad 0{,}2 \le \alpha \le 0{,}6 \\ 1 & \text{dla} \quad \alpha > 0{,}6 \end{cases}, \tag{29}$$

ϕ - współczynnik bezwymiarowy zależny od kształtu i mimośrodowości żebra (tabl. 3)

Tablica 3. Współczynniki kształtu i mimośrodowości żebra ϕ na podstawie [2]

Table 3. Stiffener shape and eccentricity coefficient ϕ according to [2]

Ukształtowanie żebra	**Asymetryczne**		**Symetryczne**
			
ϕ [-]	2,4	1,8	1,0

$\left(\frac{c}{a}\right)_{\min}$ – minimalny względny rozstaw przegubów plastycznych w pasach w stanie granicznym nośności blachownicy

$$\left(\frac{c}{a}\right)_{\min} = \frac{\nu_c \tau_m - \frac{\sigma_{cr,red}}{\sqrt{3}}}{\frac{2\alpha}{1+\alpha^2}\left(f_y - \sigma_{cr,red}\right)}, \tag{30}$$

gdzie: ν_c – częściowy współczynnik bezpieczeństwa ujmujący błąd metody (nie wyspecyfikowany przez autorów metody),

τ_m – uśrednione naprężenie styczne w przekroju blachownicy wyznaczonym przez oś żebra,

Metoda obliczeniowa zaproponowana przez Ballio i Mazzolaniego nie znalazła zastosowania w wytycznych normowych. Jednak podobne podejście do wymiarowania pośrednich żeber poprzecznych zawarto w wytycznych AASHTO (1996) [1].

7. Warunek sztywności pośrednich żeber poprzecznych w normach i wytycznych projektowania

Wymiarowanie pośrednich żeber poprzecznych blachownic przewidzianych do pracy w stanie podkrytycznym przez wiele dziesięcioleci przeprowadzano stosując formuły wyprowadzone na podstawie liniowej teorii stateczności płyt użebrowanych. W ujęciu normowym często, zamiast względnej sztywności giętnej żebra, posługiwano się bezwzględną sztywnością giętną żebra I_s, którą można zapisać przekształcając wzór (4),

$$I_s = 0{,}092\gamma_n^* bt^3 = k_s bt^3, \tag{31}$$

gdzie γ^*_n – normowa względna sztywność giętna żebra oraz k_s – bezwymiarowy współczynnik sztywności żebra.

Zgodnie z zaleceniami normy PN-B 03200:1990 [18] sztywność żebra poprzecznego nie powinna być mniejsza niż

$$I_s = k_s bt^3 = \frac{1{,}5}{\alpha^2} bt^3 \quad \text{przy czym} \quad k_s \geq 0{,}75 \tag{32}$$

Podobne zalecenie zawiera prenorma europejska ENV 1993-1-1:1992[9] oraz współczesna norma PN-EN 1993-1-5 [20]

$$I_s = \begin{cases} \dfrac{1{,}5}{\alpha^2} bt^3 & \text{dla} \quad \alpha < \sqrt{2} \\ 0{,}75bt^3 & \text{dla} \quad \alpha \geq \sqrt{2} \end{cases}. \tag{33}$$

W polskiej normie mostowej PN-S 10052:1989 [21] zawarto bardziej restrykcyjne ograniczenie sztywności minimalnej żeber konstrukcyjnych

$$I_s = 3bt^3. \tag{34}$$

Sztywność pośredniego żebra poprzecznego według wytycznych ECCS (1978) [8] oraz AASHTO (1996) [1] powinna spełniać warunek

$$I_s \geq \xi \cdot I^*, \tag{35}$$

gdzie,

$$I^* = \left(2{,}5\left(\frac{1}{\alpha}\right)^2 - 2 \right) at^3, \text{ lecz } I^* \geq \frac{at^3}{2} \tag{36}$$

przy czym $\xi = 4{,}0$ dla otwartych przekrojów żeber,

$\xi = 2{,}5$ dla zamkniętych przekrojów żeber.

Zgodnie z wytycznymi AASHTO [1] żebra poprzeczne blachownic w stanie nadkrytycznym powinny dodatkowo spełniać warunek sztywności podłużnej określający minimalne pole przekroju poprzecznego żebra A_s

$$A_s \geq \left(0{,}15\phi bt\left(1 - \frac{\tau_{cr}\sqrt{3}}{f_y}\right)\frac{V_{Ed}}{V_u} - 18t^2 \right)\frac{f_y}{\sigma_{cr,local}}, \tag{37}$$

gdzie:

ϕ – parametr zależny od kształtu i mimośrodowości żebra, przyjmowany według tabl. 3,

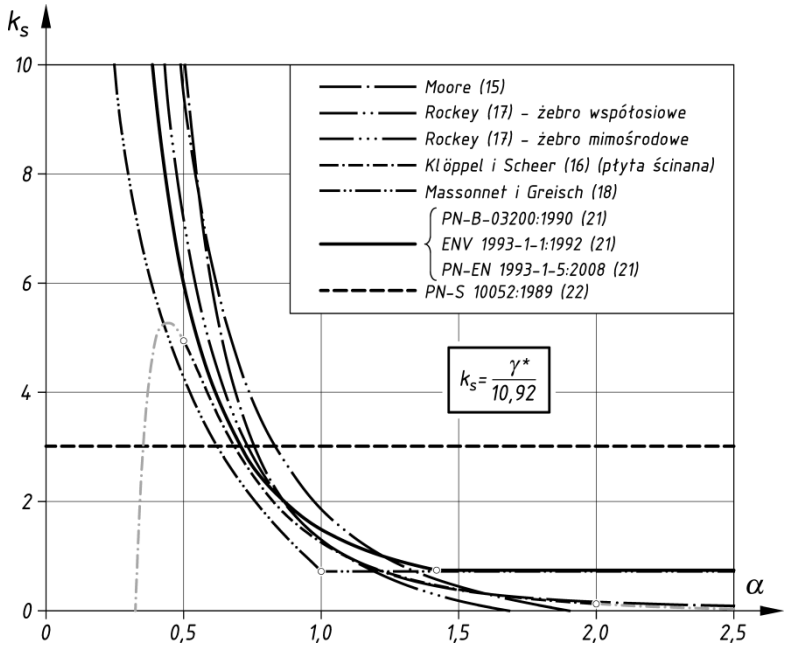
τ_{cr} – sprężyste styczne naprężenia krytyczne panelu środnika,

V_{Ed} – obliczeniowa wartość siły poprzecznej w przekroju wyznaczonym przez oś żebra,

V_u – obliczeniowa nośność graniczna panelu środnika,

$\sigma_{cr,local}$ – minimalne sprężyste naprężenia krytyczne odpowiadające utracie stateczności lokalnej ścianek przekroju żebra.

Analizując przedstawione na rys. 9 wykresy współczynników sztywności giętnej k_s żeber pośrednich wybranych formuł teoretycznych i empirycznych oraz zaleceń normowych, można zauważyć, że prawie wszystkie charakterystyki mają ten sam typ zmienności – stanowią monotonicznie malejące funkcje parametru geometrii płyty α, analogicznie do krzywej optymalnej względnej sztywności giętnej panelu ścinanego przedstawionej na rys. 6. Wyjątek stanowi charakterystyka współczynnika k_s wyznaczonego według normy [21] – stosunkowo konserwatywnie określająca sztywność żebra oraz charakterystyka według propozycji Klöppela i Scheera (16).



Rys. 9. Porównanie współczynników sztywności giętnej żeber poprzecznych k_s

Fig. 9. Comparison of transversal stiffener bending stiffness coefficients k_s

Stałą wartość współczynnika k_s dla paneli środnika wydłużonych w kierunku osi blachownicy przyjmuje się dla $\alpha > \sqrt{2}$, zgodnie z propozycjami normowymi [9, 18, 20]. Podobną zależność wprowadzili Massonnet i Greisch [15] dla α >1,0. Wraz z wydłużaniem się panelu środnika maleje wpływ żebra na zwiększanie się naprężeń krytycznych. Przyjęcie stałej wartości współczynnika k_s dla paneli wydłużonych wynika z badań doświadczalnych i ma na celu zabezpieczenie rzadko użebrowanych blachownic przed dystorsyjnymi deformacjami przekroju poprzecznego oraz zredukowanie oddziaływań wynikających z działania naprężeń normalnych w środniku na mimośrodach wywołanych wstępnymi wybrzuszeniami środnika.

8. Podsumowanie

Kryterium sztywności giętnej jest podstawowym warunkiem projektowym dla poprzecznego żebra usztywniającego blachownicę zarówno w stanie podkrytycznym jak i nadkrytycznym. Wyznaczenie optymalnej sztywności giętnej żebra jest zagadnieniem złożonym, w którym zmienność parametrów wejściowych powoduje nie tylko ilościowe lecz również jakościowe zróżnicowanie odpowiedzi modelu obliczeniowego.

Wymiarowanie żeber poprzecznych blachownic wyłącznie na podstawie kryterium sztywności giętnej jest możliwe jedynie w podkrytycznym stanie wytężenia blachownicy. W stanie nadkrytycznym, ze względu na uformowanie się w środniku pól ciągnień, żebro zaczyna przenosić obciążenia podłużne pełniąc funkcję słupków kratownicy Pratta w zastępczym schemacie statycznym blachownicy. Wytworzenie się takiego mechanizmu pracy blachownicy w stanie nadkrytycznym jest możliwe przy spełnieniu warunku sztywności giętnej żebra, natomiast uzyskanie znaczącego wzrostu nośności poprzez wykorzystanie rezerwy nadkrytycznej jest możliwe przy spełnieniu dodatkowych warunków. Najczęściej są to warunki nośności żebra jako elementu ściskanego osiowo siłami wynikającymi z działania pól ciągnień uzupełnione dodatkowymi wymaganiami pozwalającymi zabezpieczyć żebro przed wystąpieniem przestrzennych form niestateczności, tj. utraty stateczności lokalnej i stateczności skrętnej. W nielicznych opracowaniach [1, 2] dodatkowe warunki wymiarujące żebro w stanie granicznym nośności są formułowane na podstawie kryterium sztywności podłużnej.

Zgodnie ze współczesnym trendem w projektowaniu lekkich konstrukcji stalowych, stanowiących przede wszystkim elementy nośne hal o lekkim pokryciu ścian i dachu, preferowane są blachownice bezżebrowe, jako mniej pracochłonne w wykonaniu. Faworyzowanie rozwiązań tego typu wynika z aktualnego stanu wyposażenia wytwórni konstrukcji stalowych w linie technologiczne do automatycznego spawania blach środników z pasami. Obecnie wprowadzane są już do użytkowania pierwsze, w pełni zrobotyzowanie, linie technologiczne scalania i spawania kształtowników budowlanych, które umożliwiają produkcję elementów w skali niskoseryjnej a nawet jednostkowej. Można zatem przypuszczać, że na przestrzeni kilku lat opisany powyżej trend może ulec zmianie.

Literatura

[1] AASHTO: Standard specifications for highway bridges. American Association of State Highway &Transportation Officials, Washington, D.C., 1996.

[2] Ballio G., Mazzolani F. M.: Theory and Design of Steel Structures, Chapman and Hall, London-New York, 1983.

[3] Bornscheuer F. W.: Beitrag zur Berechnung ebener, gleichmäßig gedrückter Rechteckplatten, versteift durch eine Längssteife, Dissertation, TH Darmstadt, 1946, cyt. za: [27].

[4] BS 5400-3: Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of steel bridges, BSI, London, 2000.

[5] Bulson P. S.: The Stability of Flat Plates, Chatto & Windus, London, 1970.

[6] DASt – Richtlinie 015: Träger mit schlanken Stegen, Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Stahlbau-Verlagsgesellschaft, Köln, 1990.

[7] Dubas P., Gehri E.: Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS-CECM-EKS, Brussels, 1986.

[8] ECCS: European Recommendation for Steel Construction, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, 1978.

[9] ENV - 1993-1-1, Design of Steel Structures – Part 1.1 General rules and rules for buildings, European Prenorm, CEN, Brussels, 1992.

[10] Galambos T. V.: Guide to Stability Design Criteria for Metal, 4th Edition, John Wiley & Sons, New York, 1988.

[11] Klöppel K., Scheer J.: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960.

[12] Klöppel K., Möller K. H.: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten, II Band, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1968.

[13] Kowal Z.: Dźwigary blachowe z użebrowaniem pionowym i przekątnym, Zeszyty Naukowe Politechniki Wrocławskiej nr 97, Wrocław, 1964.

[14] Maqoui R., Massonnet Ch., Škaloud M.: Design of Stiffened Webs, Stavebnícky časopis, No. 2, 1981, s.73-88, cyt. za: [25].

[15] Massonnet Ch., Greisch R.: Dimensionnement pratique des raidisseurs des poutres à ame pleine en tenant compte du danger de voilement, Note technique C-10.1, Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques, Bruxelles, 1955, cyt. za: [7]

[16] Massonnet Ch., Škaloud M., Donéa J.: Comportement postcritique d'une plaque carrée raidie cisaillée uniformément. Deuxiéme partie: Repartition des contraintes et analyse de l'état limite. Mémoires de l'AIPC, Vol. 28, 1968, s.137-156, cyt. za [25].

[17] Moore R. L.: An Investigation on the Effectiveness of Stiffeners on Shear Resistance Plate Girder Webs, Technical Note No. 921, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, 1942.

[18] PN-90/B-03200: Konstrukcje Stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie, Wydawnictwa Normalizacyjne Alfa-Wero Sp. z o.o., Warszawa, 1995.

[19] PN-EN 1090-2:2008: Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2. Wymagania dotyczące konstrukcji stalowych.

[20] PN-EN 1993-1-5: Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice, PKN, Warszawa, 2008.

[21] PN-S-10052:1982: Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie. PKNMiJ, Warszawa, 1982.

[22] Rockey K.C.: The Design of Intermadiate Vertical Stiffeners on Web Plates Subjected to Shear, Aeronautical Quarterly, Vol. 7, s. 275-296.

[23] Rykaluk K.: Zagadnienia stateczności konstrukcji metalowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2012.

[24] Seide P.: The Effect of Longitudinal Stiffeners Located on One Side of a Plate on the Compressive Buckling Stress of the Plate-Stiffener Combination, Technical Note No. 2873, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, 1953.

[25] Škaloud M.: Optimum Rigidity of Stiffeners of Web and Flanges; w Narayanan R. (editor): Plated Structures. Stability and Strenght, Applied Science Publishers Ltd., London-New York, 1983.

[26] Stein M., Fralich R. W.: Critical Shear Stress of Infinitely Long Simply Supported Plate with Transverse Stiffeners, Technical Note No. 1851, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, 1949.

[27] Timoshenko S. P., Gere J. M.: Teoria stateczności sprężystej, Arkady, Warszawa, 1963.

[28] Timoshenko S. P.: Historia wytrzymałości materiałów, Arkady, Warszawa, 1966.

[29] Wang T. K.: Buckling of Transverse Stiffened Plates under Shear, Journal of Applied Mechanics, Vol. 14, No.4, 1947, s. A269-A274, cyt. za: Naleszkiewicz J.: Zagadnienia stateczności sprężystej, Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa, 1953.

[30] Вольмир А. С.: Устойчивость деформируемых систем, Издательство "Наука", Москва, 1967.

STIFFNESS CRITERION IN INTERMEDIATE TRANSVERSAL STIFFENER DESIGN

S u m m a r y

In the paper basic methods of plate girder intermediate transversal stiffeners design according to bending and extensional stiffness criterions were presented. Scope of this paper covers a description of conceptions and methods of optimal relative bending stiffness of plate girders intermediate transversal stiffeners determining based on linear and nonlinear stiffened plate stability theory. Proposals of plate girder transversal stiffeners design in post-critical range was presented. In this range design of transversal stiffeners is additionally based on stiffeners extensional stiffness criterion. Stiffeners bending stiffness requirements according to selected steel structures design codes and theoretical and empirical formulae was compared.

Keywords: grillage of stiffeners, transversal stiffeners, intermediate stiffeners, Eurocode 3, plates stability

Przesłano do redakcji:15.09.2014
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.152

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 243-261

Krzysztof KUCHTA[1]
Izabela TYLEK[2]

MODELE OBLICZENIOWE POŚREDNICH ŻEBER POPRZECZNYCH BLACHOWNIC W STANIE NADKRYTYCZNYM ŚRODNIKA

W artykule przedstawiono podstawowe teorie nośności nadkrytycznej blachownic stalowych mające zastosowanie we współczesnych normach projektowania. Opisano rozbudowaną metodykę wymiarowania pośrednich żeber usztywniających blachownice zawartą w normie PN-EN 1993-1-5 [11] odnosząc się do bazowych teorii nośności nadkrytycznej. Wskazano niekonsekwencję i niespójność w przepisach normy, których efektem może być znaczne, nawet kilkukrotne [15], przeszacowanie wartości sił podłużnych działających na żebro w nadkrytycznym stadium pracy blachownicy.

Słowa kluczowe: poprzeczne żebra pośrednie, rezerwa nośności nadkrytycznej, stateczność środnika ścinanego

1. Wprowadzenie

Proces projektowania żeber poprzecznych blachownic ewoluował wraz z rozwojem teorii stateczności płyt i powłok metalowych. Pierwotnie, przy wymiarowaniu blachownic pracujących w stanie dokrytycznym, żebra pośrednie służyły jedynie zwiększeniu naprężeń krytycznych płyt środnika i pasów oraz zmniejszały podatność poprzecznego przekroju blachownicy na deformacje typu dystorsyjnego. Projektowanie przekroju poprzecznego żeber przeprowadzano wykorzystując formuły oparte na liniowej teorii stateczności płyt użebrowanych. Należy jednak zaznaczyć, że utrata stateczności lokalnej ścianek blachownicy nie stanowi kresu jej nośności, niezależnie od tego czy przyczyną jest działanie naprężeń normalnych, stycznych czy ich kombinacja. Nowo powstała po utracie stateczności konfiguracja geometryczno-obciążeniowa jest stanem równowagi stabilnej w którym, pomimo redukcji sztywności giętnej

[1] Autor do korespondencji: Krzysztof Kuchta, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, kkuchta@pk.edu.pl

[2] Izabela Tylek, Politechnika Krakowska, 31-155 Kraków, ul. Warszawska 24, itylek@pk.edu.pl

przekroju, wzrostowi przemieszczeń towarzyszy wzrost obciążenia. Stan ten tworzy tzw. nadkrytyczną rezerwę nośności, którą można wykorzystać w celu zmniejszenia masy profilu blachownicy.

Naprężenia krytyczne sprężystej utraty stateczności środnika aż do lat 50-tych ubiegłego wieku stanowiły podstawę wymiarowania blachownic, mimo iż już w 1886 r. J. M. Wilson opisał mechanizm nadkrytycznej pracy blachownic mostów kolejowych [5].

Geneza nowych metod projektowania blachownic ma swój początek w rozwoju techniki lotniczej, silnie zintensyfikowanym podczas I Wojny Światowej. Przejście od drewniano-tekstylnej do w pełni metalowej konstrukcji kadłuba i płatów nośnych samolotów oraz opracowanie skrzynkowej konstrukcji skrzydła skośnego ponaddźwiękowego samolotu turboodrzutowego pod koniec II Wojny Światowej nie byłoby możliwe bez opracowania teorii, która skutecznie opisywałaby zachowanie się cienkich metalowych płyt i powłok w stanach nadkrytycznych. Ze względu na ogromne znaczenie militarne wiele, pionierskich w tej dziedzinie badań naukowców niemieckich, objętych było ścisłą tajemnicą do czasu zakończenia działań wojennych [8]. Pierwsze, mające praktyczne znaczenie, modele obliczeniowe umożliwiające wykorzystanie nadkrytycznych rezerw nośności w blachownicach stalowych zostały opracowane dopiero pod koniec lat 50-tych ubiegłego wieku; od tego czasu datuje się późniejszy intensywny rozwój tej dziedziny badań.

Wraz z rozwojem techniki komputerowej i numerycznych metod obliczeniowych możliwe stało się badanie zachowania blachownic w stanach nadkrytycznych przy odrzuceniu założenia modelowego o pierwotnej geometrycznie i strukturalnie idealnej blachownicy. Umożliwiło to stopniowe wprowadzenie do inżynierskich modeli obliczeniowych początkowych imperfekcji geometrycznych, które są nieuniknioną konsekwencją procesów wytwarzania stalowych konstrukcji budowlanych. Wykorzystanie nadkrytycznej rezerwy nośności blachownicy nie jest w pełni możliwe bez udziału poprzecznych żeber usztywniających, które po przejściu z dokrytycznej do nadkrytycznej fazy pracy blachownicy zaczynają pełnić nową, odmienną rolę, stając się elementem ustroju nośnego blachownicy. Zastosowanie żeber poprzecznych oraz racjonalny dobór ich przekroju poprzecznego może w istotnym stopniu zwiększyć nośność blachownicy w fazie pracy nadkrytycznej.

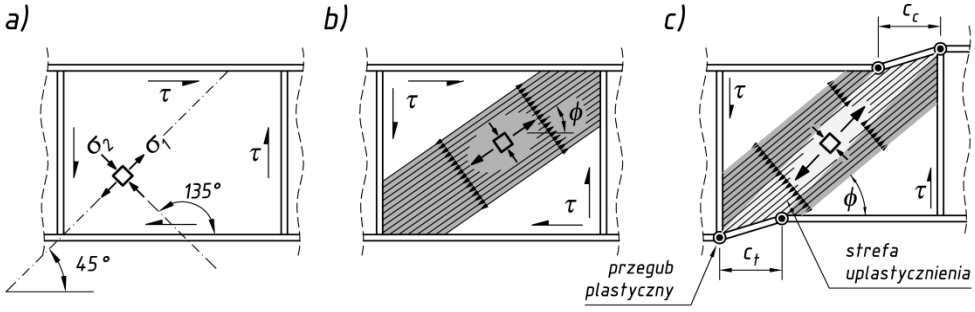
Celem artykułu jest przedstawienie w możliwie zwartej i syntetycznej formie teorii oraz metod projektowania pośrednich żeber poprzecznych w taki sposób, aby można było poddać krytycznej ocenie zasady wymiarowania tych elementów zawarte w polskich normach PN-B 3200:1990 [10] oraz PN-EN 1993-1-5 [11].

2. Nośność graniczna środników blachownic

Pierwsze, przydatne dla praktyki inżynierskiej zasady wymiarowania blachownic w fazie nadkrytycznej powstały dzięki pracom badawczym Baslera [1, 2] oraz Baslera i Thürlimanna [3], które rozpoczęto pod koniec lat 50-tych ubiegłego wieku w Lehigh University w USA. Rozwój badań był kontynuowany w wielu ośrodkach naukowych świata. Obszerne zestawienie opracowanych metod analizy stanu nadkrytycznego zawiera m.in. monografia Galambosa [5].

W Polsce, do czasu ustanowienia normy PN-EN 1993-1-5 [11], projektowanie blachownic przy wykorzystaniu rezerwy nadkrytycznej paneli ścinanych i zginanych nie było możliwe na mocy przepisów normowych [10], mimo dopuszczalności wykorzystania nadkrytycznej rezerwy nośności przy działaniu naprężeń normalnych. Lukę tą wypełniał tzw. „model krakowski" opracowany w ramach programu badań blachownic dwuteowych i skrzynkowych zrealizowanego przez Siepaka i Piekarczyka [9, 13, 14] na Politechnice Krakowskiej.

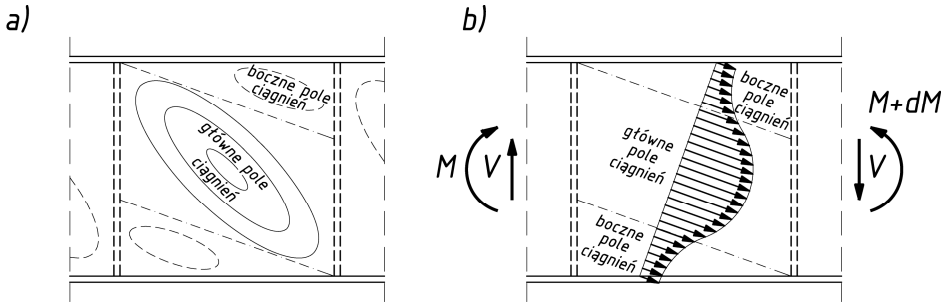
Analizując pracę smukłej blachownicy zginanej o geometrii i strukturze pozbawionej imperfekcji można wyróżnić trzy podstawowe fazy pracy (rys. 1).



Rys. 1. Fazy pracy segmentu blachownicy poddanej działaniu sił poprzecznych: a) stan dokrytyczny (faza pracy belkowej), b) stan nadkrytyczny (faza pracy pola ciągnień), c) stan graniczny nośności (faza pracy ramowej)

Fig. 1. Behaviour of girder panel under shear force action: a) pre-buckling state (beam action phase), b) post-buckling state (tension field action phase), c) ultimate limit state (frame action phase)

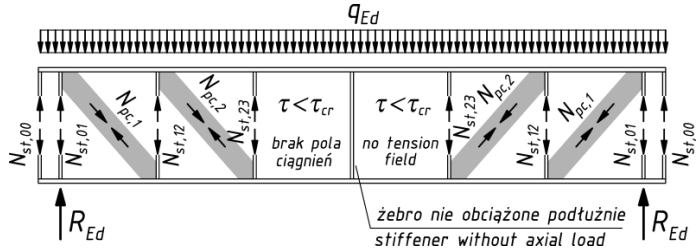
W fazie dokrytycznej naprężenia główne σ_1 i σ_2 w panelu środnika są sobie równe, a kąt ϕ pochylenia stycznej do trajektorii naprężeń względem osi belki jest równy 45°. Przy dalszym wzroście obciążenia dochodzi do sprężystej utraty stateczności panelu środnika, czego obrazem jest uformowanie się charakterystycznego pola przemieszczeń zwanego polem ciągnień, zawierającego główne pole ciągnień i boczne pola ciągnień (rys. 2).



Rys. 2. Pole ciągnień w panelu środnika blachownicy: a) warstwice przemieszczeń prostopadłych do płaszczyzny środnika [9], b) rozkład naprężeń normalnych pola ciągnień

Fig. 2. Tension field in web panel of a girder: a) contour lines of displacements perpendicular to the web plane [9], b) distribution of tension field normal stresses

Naprężenia główne ściskające nie mogą wzrastać ponad wartość naprężeń krytycznych, dalszy przyrost obciążenia powoduje zatem zwiększanie się naprężeń rozciągających, które ponadto spełniają dodatkową rolę stabilizującą panel co, mimo stosunkowo dużych smukłości płyt środnika, jest przyczyną stosunkowo niewielkiej wrażliwości na początkowe imperfekcje geometryczne. Faza pracy pola ciągnień często porównywana jest do pracy kratownicy o pasach równoległych z jednoskośnym wykratowaniem słupkowo-krzyżulcowym, tzw. kratownica Pratta, w której rozciągane pasma głównego pola ciągnień paneli środnika stanowią krzyżulce a żebra poprzeczne pełnią funkcję słupków.



Rys. 3. Model statyczny blachownicy w stanie nadkrytycznym w postaci kratownicy Pratta, gdzie: $N_{pc,1}$, $N_{pc,2}$ – wypadkowe sił pól ciągnień; $N_{st,00}$, $N_{st,01}$ – siły podłużne w żebrach krańcowych i podporowych oraz $N_{st,12}$, $N_{st,23}$ – siły podłużne w żebrach pośrednich

Fig. 3. Static system of plate girder in post-bucking range at the form of Pratt's truss, where: $N_{pc,1}$, $N_{pc,2}$ – resultant forces of tension fields; $N_{st,00}$, $N_{st,01}$ – longitudinal forces at end and support stiffeners and $N_{st,12}$, $N_{st,23}$ – longitudinal forces at intermediate stiffeners

W nadkrytycznej fazie pracy żebra poprzeczne są elementami ściskanymi, które wraz z pasami blachownicy i rozciąganymi pasmami środnika zapewniają przeniesienie obciążeń poprzecznych na łożyska podporowe zapewniając niezmienność dystansu pomiędzy pasem ściskanym a rozciąganym, co warunkuje utrzymanie nośności przekroju na zginanie.

Specjalną rolę pełnią, najsilniej obciążone, podporowe żebra skrajne, których zadaniem jest zapewnienie stateczności środnika przy ściskaniu wywołanym działaniem pionowej składowej przypodporowego pola ciągnień oraz przekazanie na tarcze pasów reakcji żebra zginanego na skutek działania poziomej składowej pola ciągnień.

Na skutek narastających odkształceń i częściowego uplastycznienia materiału w polu ciągnień przyrost obciążeń wywołuje tzw. ramowy mechanizm pracy blachownicy (rys. 1c), który jest ostatnią fazą poprzedzającą zniszczenie. Pasy zostają obciążone poprzecznie do swej płaszczyzny pionową składową pola ciągnień, przez co dochodzi do ich zginania w płaszczyźnie belki, a następnie do wytworzenia się w pasach „przegubów plastycznych", które ostatecznie przekształcają ustrój w mechanizm, uniemożliwiając dalsze zwiększanie obciążenia.

Spośród licznych modeli opisujących zachowanie się blachownic w stanie nadkrytycznym bliżej przedstawione zostaną dwa wybrane modele obliczeniowe opisu mechanizmu pól ciągnień, które znalazły zastosowanie we współczesnych normach projektowania konstrukcji stalowych do wyznaczania sił wewnętrznych w pośrednich żebrach usztywniających.

2.1. Model Cardiff (Rockeya-Škalouda)

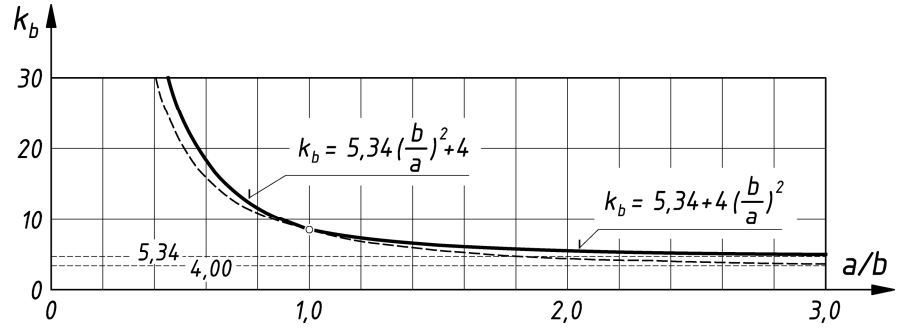
W początkowej fazie obciążenia, tzw. pracy belkowej złożono (por. [12]), że płyta środnika pozostaje idealnie płaska do chwili przekroczenia wartości krytycznych naprężeń stycznych

$$\tau_{cr} = k_b \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \tag{1}$$

gdzie: k_b - współczynnik wyboczeniowy płyty ścinanej,

$$k_b = \begin{cases} 5{,}34 + 4\left(\dfrac{b}{a}\right)^2 & \text{dla} \quad \dfrac{a}{b} \geq 1{,}0 \\ 5{,}34\left(\dfrac{b}{a}\right)^2 + 4 & \text{dla} \quad \dfrac{a}{b} < 1{,}0 \end{cases}, \tag{2}$$

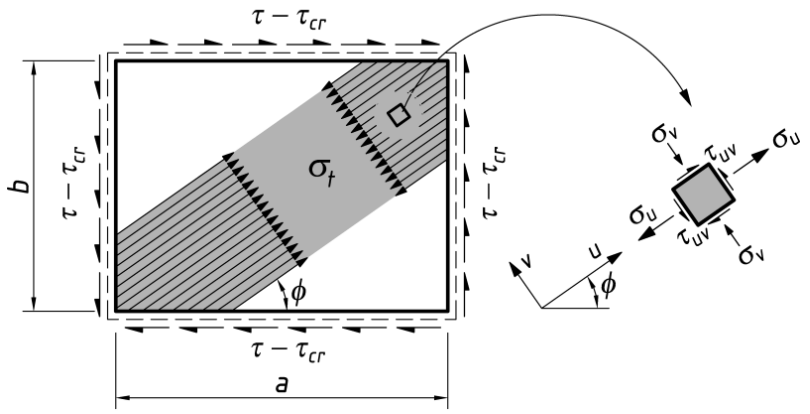
E – współczynnik sprężystości podłużnej,
ν – współczynnik Poissona,
t – grubość środnika,
b – wysokość płyty środnika,
a – szerokość płyty środnika (rozstaw żeber).



Rys. 4. Współczynnik wyboczeniowy płyty ścinanej k_b w funkcji bezwymiarowego parametru geometrii płyty a/b

Fig. 4. Shear plate buckling coefficient k_b as a function of dimensionless plate geometry parameter a/b

Po osiągnięciu przez naprężenia styczne wartości krytycznej następuje utrata stateczności płyty środnika i uformowanie się charakterystycznych wybrzuszeń wzdłuż przekątnej panelu środnika. W opisie pola naprężeń można wyróżnić pole ciągnień, które w opisywanym modelu obejmuje jedynie środkowe pasmo panelu. Przyjmuje się również, że pominięte zostanie działanie bocznych pól ciągnień, a ponadto w obrębie rozpatrywanego pasma środkowego rozkład naprężeń rozciągających jest równomierny (rys. 5).



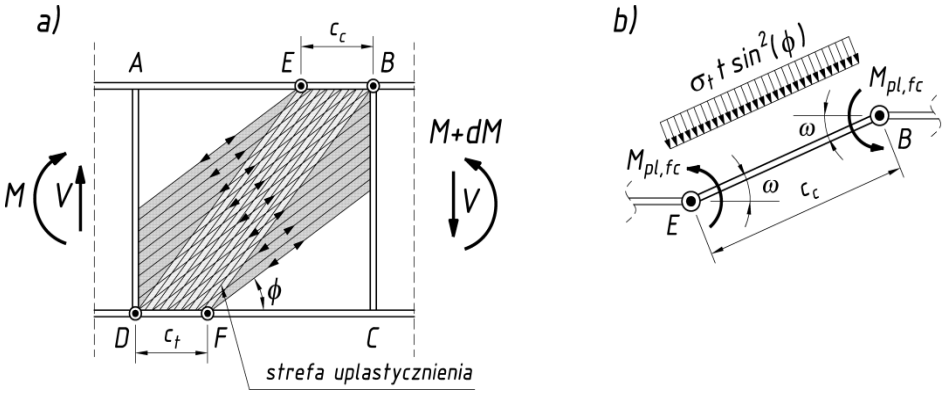
Rys. 5. Składowe stanu naprężeń pola ciągnień

Fig. 5. Stress state components of the tension field

Stan naprężeń w polu ciągnień najdogodniej jest opisać w kartezjańskim układzie współrzędnych *uv* o osi odciętych zorientowanej zgodnie z kierunkiem osi podłużnej pola ciągnień (rys. 5)

$$\begin{cases} \sigma_u = \sigma_t + \tau_{cr} \sin(2\phi) \\ \sigma_v = -\tau_{cr} \sin(2\phi) \\ \tau_{uv} = \tau_{cr} \cos(2\phi) \end{cases} . \tag{3}$$

Strumienie naprężeń stycznych na brzegach panelu są równe „nadwyżce" jaką dają naprężenia obliczone na podstawie działających obciążeń zewnętrznych pomniejszone o krytyczne naprężenia styczne. W fazie pracy ramowej, poprzedzającej zniszczenie na skutek działania jednoczesnego rozciągania i ścinania, następuje częściowe uplastycznienie pasma rozciąganego, co skutkuje zwiększeniem obciążenia poprzecznego pasów i w konsekwencji wytworzeniem się w nich „przegubów plastycznych" w osiach żeber oraz na odcinku międzyżebrowym przekształcając układ konstrukcyjny w mechanizm.



Rys 6. Mechanizm zniszczenia blachownicy w stanie nadkrytycznym według modelu Cardiff: a) strefa uplastycznienia w środniku, b) model kinematyczny pasa ściskanego

Fig. 6. Failure mechanism of plate girder in post-buckling range according to Cardiff model: a) web zone of plastification, b) kinematic model of compressed flange

Nośność panelu ścinanego $V_{u,C}$ można zatem zapisać jako sumę trzech składników

$$V_{u,C} = V_b + V_{tf} + V_{fr}, \tag{4}$$

gdzie: V_b – składnik wywołany pracą belkową (nośność dokrytyczna),

V_{tf} – składnik wywołany pracą pola ciągnień,

V_{fr} – składnik wywołany pracą ramową.

Korzystając z równań równowagi oraz kryterium plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego powyższą formułę nośności granicznej blachownicy ze względu na działanie siły poprzecznej można przedstawić w bardziej szczegółowej postaci

$$V_{u,C} = \tau_{cr} bt + \sigma_t tb \sin^2(\varphi)\left(ctg(\varphi) - ctg(\theta) + \frac{c_c}{b} + \frac{c_t}{b} \right) + \left(\frac{2M_{pl,fc}}{c_c} + \frac{2M_{pl,ft}}{c_t} \right), \quad (5)$$

gdzie: c_c i c_t – rozstaw przegubów plastycznych w pasie ściskanym i rozciąganym odpowiednio,

θ – kąt pochylenia przekątnej panelu, oraz

$M_{pl,fc}$ i $M_{pl,ft}$ momenty plastyczne w pasie ściskanym i rozciąganym odpowiednio.

Rozstawy c_c i c_t można wyznaczyć korzystając z zasady prac wirtualnych, rozpatrując model kinematyczny fragmentu pasa górnego wydzielonego przegubami plastycznymi (rys. 6b)

$$c_c = \frac{2}{\sin(\varphi)} \sqrt{\frac{M_{pl,fc}}{\sigma_t t}}, \quad (6)$$

$$c_t = \frac{2}{\sin(\varphi)} \sqrt{\frac{M_{pft}}{\sigma_t t}}. \quad (7)$$

Kąt pochylenia pola ciągnień φ można wyznaczyć iteracyjnie, maksymalizując wartość V_s albo przyjąć wartość przybliżoną

$$\varphi = \frac{2}{3} arctg(\theta). \quad (8)$$

Zakładając, że momenty plastyczne w pasie górnym i dolnym są sobie równe oraz, że rozstawy przegubów plastycznych w pasie ściskanym i rozciąganym są takie same, tj. $c_t = c_c = c$, otrzymujemy

$$V_{u,C} = \tau_{cr} bt + 3\sigma_{t,y} ct \sin^2(\varphi) + \sigma_{t,y} bt \sin^2(\varphi)(ctg(\varphi) - ctg(\theta)) \quad (9)$$

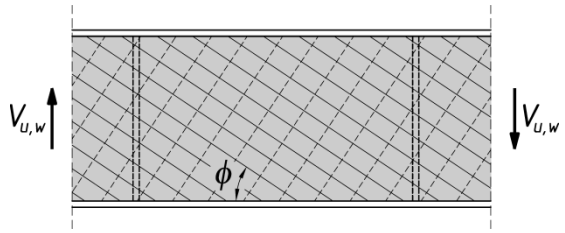
gdzie $\sigma_{t,y}$ to naprężenia normalne pola ciągnień w chwili uplastycznienia środnika.

Naprężenia te można wyznaczyć wykorzystując kryterium plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego dla dwuosiowego stanu naprężeń oraz wzory (3)

$$\sigma_{t,y} = \sqrt{f_{yw}{}^2 - \tau_{cr}^2 \left(3 - \left(\frac{3}{2} \sin(2\phi) \right)^2 \right)} - \frac{3}{2} \tau_{cr} \sin(2\phi). \quad (10)$$

2.2. Model Stockholm (Höglunda)

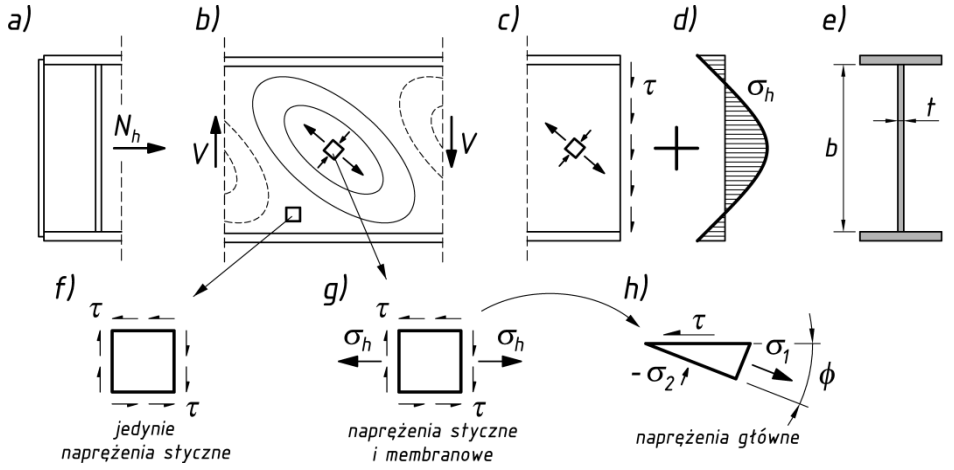
Model Stockholm, zwany też metodą obróconego pola naprężeń, został opracowany i był rozwijany przez Höglunda [6] od początku lat 70-tych ubiegłego wieku. Pierwotnie celem utworzenia modelu był opis zachowania się smukłych blachownic posiadających jedynie użebrowanie podporowe. W późniejszych pracach Höglund zmodyfikował model w sposób umożliwiający analizę blachownic z pośrednimi żebrami usztywniającymi. W przeciwieństwie do modelu Cardiff przyjęto, że w fazie pracy nadkrytycznej obszar niezerowych naprężeń pola ciągnień obejmuje całą szerokość panelu środnika. Założono również, że naprężenia główne ściskające są niezerowe i równe co do wartości krytycznym naprężeniom stycznym. Ze względu na dużą smukłość środnika w analizie pominięto naprężenia ściskające w kierunku prostopadłym do osi podłużnej blachownicy, co jest założeniem słusznym w przypadku blachownic nieużebrowanych o dużym rozstawie pomiędzy żebrami podporowymi. Przyjęto, że środnik składa się z wzajemnie krzyżujących się pod kątem prostym pasm rozciąganych i ściskanych (rys. 7).



Rys. 7. Trajektorie naprężeń w panelu środnika poddanego działaniu sił poprzecznych według modelu Stockholm. Liniami ciągłymi oznaczono trajektorie naprężeń rozciągających, a przerywanymi ściskających

Fig. 7. Web panel stresses trajectory due to shear forces action according to Stockholm model. Tensional stresses trajectory was marked by continuous lines while compressional stresses by dashed lines

Po sprężystej utracie stateczności płyty środnika przy zwiększającym się obciążeniu naprężenia główne ściskające σ_2 nie mogą wzrastać. Z warunków równowagi trójkąta elementarnego (rys.8h) wynika, że wzrost obciążenia zewnętrznego, a w konsekwencji zwiększanie się wartości naprężeń stycznych τ, w stanie nadkrytycznym może być równoważone jedynie naprężeniami σ_1. Przy czym, jeśli uwzględni się fakt, że w trakcie wzrostu obciążenia σ_2 = const. oraz kąt między trajektoriami naprężeń głównych jest stały i równy 90°, to stan równowagi przy kolejnych przyrostach obciążenia będzie zachodził przy stopniowo zmniejszającym się kącie ϕ, który osiągnie wartość minimalną w fazie zniszczenia, co wyjaśnia wprowadzenie przez autora nazwy metoda obróconego pola naprężeń (*rotated field method*) – por. rys. 8 [7].



Rys 8. Stan naprężeń w nadkrytycznej fazie pracy blachownicy według modelu Stockholm

Fig. 8. Stress state of plate girder in post-buckling range according to Stockholm model

Rozpatrując opisany powyżej stan naprężeń w inżynierskim układzie osi współrzędnych związanych z kierunkiem wyznaczonym przez oś belki, można zauważyć, że stanowi on złożenie dwóch stanów naprężeń – ścinania (rys. 8c) oraz nierównomiernego rozciągania (rys. 8d), którego wypadkowa N_h musi zostać przeniesiona poprzez zginanie żebra podporowego, wywołując dodatkowe ściskanie pasów. Biorąc pod uwagę równowagę trójkąta elementarnego (rys. 8h) naprężenia główne można wyrazić następująco

$$\sigma_1 = \frac{\tau}{tg\phi}, \tag{11}$$

$$\sigma_2 = -\tau \cdot tg\phi\,, \tag{12}$$

przy czym membranowe naprężenia ściskające ograniczone są wartością naprężeń krytycznych

$$\sigma_2 = -\tau_{cr}\,. \tag{13}$$

Stosując kryterium plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego oraz uwzględniając (1) i wprowadzając umowną smukłość względną płytową przy ścinaniu

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}}\,, \tag{14}$$

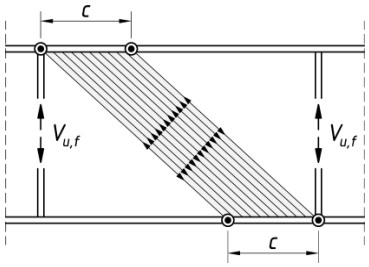
znormalizowane naprężenia graniczne przy ścinaniu można przedstawić jako

$$\frac{\tau_u}{f_{yw}/\sqrt{3}} = \frac{1}{\overline{\lambda}_w^2}\sqrt{\sqrt{3\overline{\lambda}_w^4 - \frac{3}{4}} - \frac{1}{2}}\,. \tag{15}$$

W przypadku dużych smukłości ($\overline{\lambda}_w > 2{,}5$) pierwiastek w powyższym wzorze przyjmuje wartość zbliżoną do jedności, co upraszcza formułę do postaci

$$\frac{\tau_u}{f_{yw}/\sqrt{3}} = \frac{1{,}32}{\overline{\lambda}_w}\,. \tag{16}$$

Ramowy mechanizm pracy blachownicy może wytworzyć się jedynie przy obecności poprzecznych żeber usztywniających (rys. 9). Przyjmując, że w obydwu „przegubach plastycznych" mamy tą samą wartość momentu plastycznego, z warunku równowagi odcinka pasa o długości c można wyznaczyć dodatkowy składnik nośności na siłę poprzeczną $V_{u,f}$, który powstaje dzięki pracy układu ramowego złożonego z pasów i żeber poprzecznych,



Rys. 9. Mechanizm pracy ramowej blachownicy wg modelu Stockholm

Fig. 9. Frame mechanism of plate girder work according to Stockholm model

$$V_{u,f} = \frac{4M_{fp}}{c}\,, \tag{17}$$

przy czym rozstaw przegubów plastycznych można wyznaczyć za pomocą formuły

$$c = a\left(0{,}25 + \frac{1{,}6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t b^2 f_{yw}}\right). \tag{18}$$

Należy przy tym podkreślić, że $V_{u,f}$ jest zarazem składową nośności blachownicy na siłę poprzeczną oraz wypadkową strumienia naprężeń stycznych na krawędziach panelu blachownicy, które stanowią siłę obciążającą żebra poprzeczne. Nośność graniczną ścinanego panelu blachownicy poddanego działaniu naprężeń stycznych według modelu Stockholm można zatem zapisać w postaci sumy składowych pochodzących od nośności płyty środnika $V_{u,w}$ i nośności pochodzącej od uplastyczniania się pasów $V_{u,f}$

$$V_{u,S} = V_{u,w} + V_{u,f}\,. \tag{19}$$

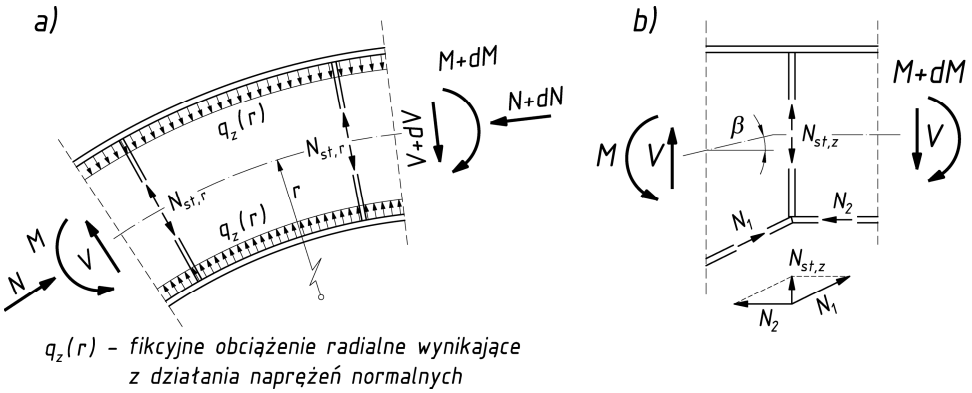
Model Stockholm został zaimplementowany w obecnej wersji normy PN-EN 1993-1-5 [11], stanowiąc podstawę do wyznaczania nośności blachownic na siłę poprzeczną.

3. Modele nośności żeber poprzecznych we współczesnych normach projektowania

Współczesne normowe modele obliczeniowe żeber poprzecznych blachownic przedstawiane są w ujęciu metody stanów granicznych. W odniesieniu do pośrednich żeber poprzecznych, które pracowały jedynie w zakresie dokrytycznej pracy blachownicy, starsze generacje norm wymagały jedynie spełnienia warunku sztywności. W nowszych opracowaniach, ujmujących również nadkrytyczny zakres pracy blachownicy, warunki stawiane pośrednim żebrom poprzecznym obejmują zarówno stan graniczny użytkowalności, jak i nośności. W takim przypadku, ogólnie uznawanym modelem statycznym pośredniego żebra poprzecznego jest fikcyjny, wyizolowany z konstrukcji blachownicy, dwuprzegubowo podparty pręt ściskany i dwukierunkowo zginany o rozpiętości równej wysokości płyty środnika; przy czym żebra pośrednie, w przeciwieństwie do żeber podporowych, najczęściej zginane są jedynie w płaszczyźnie prostopadłej do powierzchni środkowej środnika

Przy zapewnieniu poprzecznej nieprzesuwności w miejscu przyłożenia obciążenia zewnętrznego do żebra pośredniego, jego długość wyboczeniową można przyjmować równą 75% [4, 11] albo 80% wysokości środnika [10]. Gdy żebro pośrednie jest nieobciążone zewnętrzną siła skupioną i niepodparte stężeniem bocznym, lecz blachownica oraz jej przekrój poprzeczny spełniają warunki stanu granicznego nośności i użytkowalności, to długość wyboczeniową żebra można przyjmować równą wysokości płyty środnika.

Podstawą konstrukcji normowych modeli obliczeniowych oraz warunków nośności i sztywności żeber pośrednich są teorie stateczności sprężystej płyt użebrowanych lub opisane wcześniej modele stanów granicznych pól ciągnień, które są uzupełniane o składniki pominięte w analizie z tytułu idealizacji, niezbędnej przy tworzeniu fizycznego lub matematycznego modelu żebra. Najliczniejszą grupę uzupełnień stanowią elementy modelu obciążeń, przy czym w grupie tej można wydzielić czynniki stanowiące źródła sił podłużnych oraz momentów zginających żebro. Siły podłużne w żebrze pośrednim są przede wszystkim efektem działania pola ciągnień w przyległych panelach środnika oraz ewentualnych sił skupionych bezpośrednio do niego przyłożonych. Pod uwagę należy również brać dodatkowe siły wynikające z działania wypadkowej sił ściskających pas dźwigara o osi krzywoliniowej albo załamanej (rys. 10).



Rys. 10. Obciążenie żeber pośrednich dźwigarów o osi: a) krzywoliniowej i b) załamanej

Fig. 10. Loads of intermediate plate girder stiffeners with: a) curvilinear axis and b) bent axis

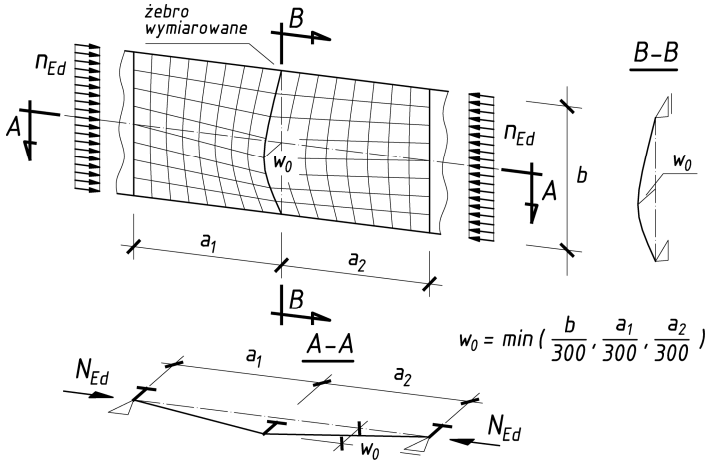
W najbardziej ogólnym przypadku, przy dużych smukłościach środnika, żebro pośrednie może być dwukierunkowo zginanie. Źródłem momentów zginających żebro pośrednie w płaszczyźnie prostopadłej do osi blachownicy może być: mimośrodowość przekroju żebra jednostronnego, mimośrodowość przyłożenia zewnętrznych sił skupionych, oddziaływanie naprężeń normalnych w przyległych panelach środnika na mimośrodzie wywołanym wygięciem wstępnym żebra, siła reakcji współpracujących żeber podłużnych oraz współdziałanie żebra w poprzecznym układzie nośnym, np. w mostach dwudźwigarowych z jezdnią dolną. Momenty zginające żebro pośrednie w płaszczyźnie środnika mogą zostać wywołane mimośrodem przyłożenia zewnętrznej siły skupionej.

Wprowadzenie do procedury obliczeniowej żebra pośredniego modelu pręta ściskanego z imperfekcją w postaci wygięcia wstępnego oraz ewentualnym dodatkowym obciążeniem poprzecznym siłami skupionymi stanowiącymi reakcje żeber podłużnych implikowało konieczność zastosowania analizy sprężystej II-ego rzędu oraz weryfikacji przekroju żebra zarówno ze względu na stan graniczny nośności, jak i użytkowalności

$$\sigma_{z,\max} \le \frac{f_y}{\gamma_M}, \tag{20}$$

$$u_{y,\max} \le u_{dop} = b/300\,. \tag{21}$$

Przyjęty w normie [11] model fizyczny żebra pośredniego stanowi układ statyczny, w którym oś wstępnie wygiętego żebra jest linią o kształcie półfali sinusoidy o strzałce w_0 na styku dwóch przyległych wybrzuszonych paneli środnika, które modelowane są powłokami prostokreślnymi (rys. 11).



Rys. 11. Schemat statyczny żebra pośredniego blachownicy według PN-EN 1993-1-5 [11]

Fig. 11. Static system of intermediate plate girder stiffeners according to PN-EN 1993-1-5 [11]

W linii styku nie jest spełniony warunek ciągłości pochodnej geometrycznego równania powłoki, co powoduje, że przy równomiernym ściskaniu paneli składowe naprężeń normalnych prostopadłe do powierzchni środnika stanowią dla żebra pośredniego obciążenie poprzeczne o nierównomiernym rozkładzie sinusoidalnym, które można wyprowadzić z warunku równowagi sił w linii styku paneli.

$$q'(z) = w(z)\frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}}\left[\left(\frac{1}{a_1}+\frac{1}{a_2}\right)\frac{N_{Ed}}{b}\right] = w(z)\sigma_m \tag{22}$$

gdzie: $w(z)$ – funkcja ugięcia osi żebra,

$\sigma_{cr,c}$ – krytyczne naprężenia normalne prętowej formy utraty stateczności,

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \tag{23}$$

$\sigma_{cr,p}$ – krytyczne naprężenia normalne płytowej formy utraty stateczności

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p}\frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} \tag{24}$$

Wprowadzone dodatkowo w powyższej formule wyrażenie ułamkowe $\sigma_{cr,c}/\sigma_{cr,p}$ jest w swej istocie współczynnikiem redukcyjnym, który ujmuje korzystny wpływ sztywności giętnej płyty środnika w kierunku prostopadłym do osi blachownicy. W celu uproszczenia obliczeń zgodnie z [11] dopuszcza się prowadzenie analizy statycznej według teorii pierwszego rzędu, lecz tylko wtedy, gdy żebro nie jest obciążone siłą podłużną, przy czym obciążenie $q'(z)$

o należy wtedy zastępować obciążeniem ekwiwalentnym $q(z)$ o rozkładzie równomiernym

$$q(z) = \frac{\pi}{4}\left(w_0(z) + w_{el}(z)\right)\sigma_m \,. \tag{25}$$

Jeśli w żebrze pośrednim nie występuje siła podłużna, a ponadto nie jest ono obciążone poprzecznie reakcjami żeber podłużnych lub innymi obciążeniami, to prostszym sposobem wymiarowania jest spełnienie warunku sztywności

$$I_{st} \geq I_{st,\min}\,, \tag{26}$$

gdzie,

$$I_{st,\min} = \frac{\sigma_m}{E}\left(\frac{b}{\pi}\right)^4\left(1 + w_0\frac{300}{b}u\right), \tag{27}$$

przy czym

$$u = \frac{\pi^2 E e_{\max}}{\dfrac{f_y 300b}{\gamma_{M1}}} \geq 1{,}0 \tag{28}$$

gdzie: σ_m – por. wzór (22),

$e_{\max}$ – maksymalna odległość skrajnego włókna żebra od jego środka ciężkości,

f_y – granica plastyczności żebra,

γ_{M1} – współczynnik częściowy przy sprawdzaniu stateczności.

W przypadku, gdy żebro jest obciążone siłą podłużną wynikającą z działania pól ciągnień lub obciążenia zewnętrzną siłą skupioną oraz ewentualnym momentem zginającym wynikającym z asymetrii przekroju żebra poprzecznego, analizę statyczną należy prowadzić wg teorii II-ego rzędu; przy czym obliczenia można wykonać w sposób uproszczony, stosując metodę amplifikacji. W podejściu tym działanie obciążenia $q'(z)$ można zastąpić dodatkową fikcyjną siłą podłużną

$$\Delta N_{st} = \frac{\sigma_m b^2}{\pi^2}\,, \tag{29}$$

która stanowi czynnik zwiększający wartość ugięć oraz momentów zginających lecz nie powoduje zwiększenia wartości siły osiowej w żebrze.

Gdy źródłem momentów zginających żebro nie jest asymetria jego przekroju, to należy przeprowadzić analizę statyczną II-ego rzędu przyjmując obciążenie poprzeczne równomiernie rozłożone $q(z)$.

Siłę podłużną N_{st}, powstającą w żebrze pośrednim na skutek działania pól ciągnień, należy zgodnie z normą [11] przyjmować jako różnicę pomiędzy wartością siły poprzecznej w osi żebra V_{Ed} a nośnością środnika na siłę poprzeczną w stanie dokrytycznym

$$N_{st} = V_{Ed} - \tau_{cr} bt = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} bt \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}. \tag{30}$$

Należy tutaj zwrócić uwagę na to, że normowy sposób wyznaczania sił osiowych w żebrach podłużnych jest wewnętrznie niespójny z przyjętym modelem opisu pola ciągnień. Formułę (30) wyprowadzono na podstawie modelu Cardiff, podczas gdy nośność przekroju na siłę poprzeczną zgodnie z [11] zaleca się przyjmować według modelu Stockholm.

Warunki normowe nośności i sztywności pośredniego żebra poprzecznego sformułowano na podstawie opisu zachowania się ściskanego i zginanego pręta płaskiego. Zabezpieczenie przed wystąpieniem przestrzennych form utraty stateczności żebra można uzyskać jeżeli spełnione zostaną dodatkowe warunki sztywności przekroju poprzecznego żeber. W przypadku, gdy profil żebra charakteryzuje się zerową wartością wycinkowego momentu bezwładności, warunek stateczności skrętnej żebra ma postać

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5{,}3 \frac{f_y}{E}, \tag{31}$$

gdzie: I_P – biegunowy moment bezwładności przekroju żebra względem punktu styczności ze ścianką środnika,

I_T – moment bezwładności przekroju żebra przy skręcaniu swobodnym.

Najczęściej stosowanym przekrojem zastępczym żeber pośrednich jest przekrój krzyżowy. Taka forma przekroju poprzecznego charakteryzuje się zerową wartością wycinkowego momentu bezwładności, czego konsekwencją jest brak wpływu rozpiętości żebra na wartość siły krytycznej wyboczenia skrętnego. Przy stosunkowo niedużych rozpiętościach żeber zwiększanie pola przekroju płaskowników żeber w celu spełnienia warunku stateczności skrętnej nie ma wtedy uzasadnienia. Racjonalnym rozwiązaniem powyższego problemu jest wykorzystanie przekrojów o niezerowej sztywności deplanacyjnej. Zwykle są to profile kątowe albo teowe, rzadziej profile zamknięte. Warunek stateczności skrętnej żeber tego rodzaju należy przyjmować w postaci

$$\sigma_{cr,T} \geq 6 f_y, \tag{32}$$

przy czym $\sigma_{cr,T}$ – sprężyste naprężenia krytyczne przy wyboczeniu skrętnym żebra należy wyznaczać jak dla przekroju izolowanego, tj. z pominięciem sztywności przyległych paneli środnika.

4. Podsumowanie i uwagi krytyczne

Wykorzystanie w jak największym stopniu nadkrytycznej rezerwy nośności blachownic stalowych wymaga wykorzystania współpracy panelu środnika z żebrami poprzecznymi. Redystrybucja naprężeń przekrojowych w stanie nadkrytycznym jest przyczyną występowania jakościowo odmiennej formy zniszczenia blachownicy, w której istotną rolę odgrywa interakcja elementów składowych blachownicy, nie tylko pasów i środnika lecz również żeber poprzecznych. W tym przypadku, prawidłowy opis mechaniki zniszczenia, wykracza poza granice stosowania klasycznych modeli prętowych. Sformułowanie warunków równowagi w stanie granicznym nośności jest możliwe przy uwzględnieniu plastycznych właściwości stali oraz równoważeniu naprężeń i sił wewnętrznych, nie w obrębie płaskiego przekroju poprzecznego lecz w obrębie sekcji blachownicy ograniczonej sąsiednimi żebrami poprzecznymi. Żebra poprzeczne blachownic w stanie nadkrytycznym wymiarowane są zarówno ze względu na warunek sztywności, jak i warunek nośności. Nawet przy braku zewnętrznych obciążeń skupionych żebro poprzeczne jest poddane działaniu siły podłużnej pochodzącej od działania pól ciągnień. Ze względu na to, że żebra poprzeczne powinny być dodatkowo zdolne do przeniesienia zginania wynikającego z wstępnego wygięcia swej osi oraz ewentualnej mimośrodowości przekroju oraz oddziaływania reakcji żeber podłużnych, analizę statyczną żebra należy, zgodnie z obowiązującą normą PN-EN 1993-1-5 [11], prowadzić według teorii II-ego rzędu. Przepis ten w istotnym stopniu komplikuje proces wymiarowania żeber poprzecznych oraz budzi wątpliwości co do zasadności jego wprowadzenia, zwłaszcza przypadku stosowania blachownic w szkieletach nośnych obiektów kubaturowych w których, poza obecnie stosunkowo nielicznymi realizacjami ciężkich konstrukcji przemysłowych, wysokość przekroju blachownicowego rzadko przekracza 2,0m.

Normowy [11] model obciążenia żeber pośrednich jest niespójny z modelem nośności blachownicy na siłę poprzeczną. Obciążenia żeber pośrednich zaleca się wyznaczać są według modelu Cardiff, podczas gdy nośność na siłę poprzeczną należy obliczać na podstawie modelu Stockholm. Wartość siły podłużnej w żebrze pośrednim jest integralnym elementem zastosowanej teorii pola ciągnień, dlatego otrzymane wartości liczbowe obciążeń mogą znacznie się od siebie różnić. Wyznaczanie obciążeń żeber zgodnie z zaleceniami normy [11] może prowadzić do znacznego (nawet kilkukrotnego) przeszacowania ich wartości co eksperymentalnie potwierdzili Sinur i Beg [15].

Rozpatrując kwestię wyznaczania obciążeń wg [11] należy ponadto zwrócić uwagę na jeszcze jedną niekonsekwencję. Obciążenia wyznaczane według normowej formuły (30) określa się, przyjmując naprężenia krytyczne dla panelu środnika traktowanego jak przegubowo podparta na obwodzie płyta obciążona strumieniem naprężeń stycznych na swym obwodzie. W rzeczywistych blachownicach źródłem powstawania naprężeń stycznych jest gradient momentu

zginającego, zatem naprężenia krytyczne płyty środnika powinny być wyznaczane dla modelu płyty obciążonej naprężeniami stycznymi i normalnymi pochodzącymi od działania momentu zginającego. Niestety, uwzględnienie w obecnej formule normowej powyższej uwagi zwiększyłoby, i tak już przeszacowaną, wartość siły podłużnej w żebrze poprzecznym.

Literatura

[1] Basler K.: Strength of plate girders in shear, ASCE Journal of the Structural Division, 87 (ST 7 Part 1), 1961, s. 151-180.

[2] Basler K.: Strength of plate girders under combined bending and shear, ASCE Journal of the Structural Division, 87 (ST 7 Part 2), 1961, s. 181-197.

[3] Basler K., Thürlimann B.: Strength of Plate Girders in Bending, ASCE Journal of the Structural Division, 87 (ST 6), 1961, s. 153-181.

[4] DASt – Richtlinie 015: Träger mit schlanken Stegen, Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Stahlbau-Verlagsgesellschaft, Köln, 1990.

[5] Galambos T. V.: Guide to Stability Design Criteria for Metal, 4th Edition, John Wiley & Sons, New York, 1988.

[6] Höglund T.: Shear buckling resistance of steel and aluminium plate girders, Thin-Walled Structures, Vol. 29, No. 1-4, 1997, pp. 13-30.

[7] Johansson B., Maqoui R., Sedlacek G., Müller C., D. Beg: Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated Structural Elements", First Edition, JRC-ECCS, Luxembourg, 2007.

[8] Kurrer K.-E.: The History of the Theory of Structures: From Arch Analysis to Computational Mechanics, Ernst & Sohn, Berlin, 2008.

[9] Piekarczyk M.: Zginane stalowe dźwigary skrzynkowe w stanie pracy nadkrytycznej, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków, 1991.

[10] PN-90/B-03200: Konstrukcje Stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie, Wydawnictwa Normalizacyjne Alfa-Wero Sp. z o.o., Warszawa, 1995.

[11] PN-EN 1993-1-5: Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice, PKN, Warszawa, 2008.

[12] Rockey K. C., Škaloud M.: The ultimate load behaviour of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol. 50, Issue 1, 1972, pp. 29-47.

[13] Siepak J. S.: Nośność blachownic w stanach nadkrytycznych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 1983.

[14] Siepak J. S., Piekarczyk M., Wymiarowanie w stanie nadkrytycznym blachownic bisymetrycznych użebrowanych poprzecznie, Inżynieria i Budownictwo, nr 12, 1997, s.628-630.

[15] Sinur F., Beg D., (2012), Intermediate transverse stiffeners in plate girders, Steel Construction, Vol. 5, Issue 1, 2012, pp. 23-32.

DESIGN MODELS OF GIRDERS INTERMEDIATE STIFFENERS IN POST-BUCKLING RANGE

S u m m a r y

Fundamental post-buckling theories of steel plate girders applied in contemporary design codes were presented in this paper. Complex procedure of girder intermediate stiffener design included in PN-EN 1993-1-5 [11] was described in respect to fundamental post-buckling theories. Some inconsistency in code provisions, which could be reason of significant, even several times [15], overestimation of stiffener longitudinal force values which is acting at post-buckling state of plate girder work, were pointed out.

Keywords: transversal intermediate stiffeners, post-buckling reserve of strength, shear web stability

Przesłano do redakcji:5.09.2014
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.153

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 263-283

Maciej KULPA[1]
Tomasz SIWOWSKI[2]

KSZTAŁTOWANIE PŁYT POMOSTÓW MOSTÓW DROGOWYCH Z KOMPOZYTÓW FRP

Konieczność zwiększenia trwałości pomostów drogowych obiektów mostowych nadała w ostatnich latach bardzo duży impuls pracom badawczym, których celem jest stworzenie nowych rodzajów płyt pomostów mostów drogowych: trwałych, lekkich i łatwych w montażu, wykonanych z zaawansowanych technologicznie materiałów. Wśród tych materiałów najszersze zastosowanie w mostach w ostatnich latach mają kompozyty FRP (*fibre reinforced polymers*). W artykule przedstawiono przegląd systemów płyt pomostów wykonywanych z kompozytów FRP. Nacisk położono głównie na kształtowanie geometryczne płyt w zależności od przyjętej technologii wytworzenia kompozytu. Dokonano podziału na trzy główne grupy kompozytowych płyt pomostowych: wykonywanych metodą infuzji, pultruzji oraz płyt hybrydowych, tj. kompozytowo-betonowych. Porównano wady i zalety poszczególnych rodzajów płyt pomostów oraz dokonano wyboru optymalnej kosztowo konstrukcji i technologii do własnych prac badawczych. W ramach badań własnych zaprojektowano i wykonano trzy prototypowe panele pomostów z kompozytów warstwowych (typu *sandwich*) o różnym układzie konstrukcyjnym. Na podstawie wyników badań wytrzymałościowych ustalono nośność i sztywność poszczególnych paneli. Porównanie tych parametrów pozwoliło na wybór rozwiązania panelu do dalszych prac badawczych i wdrożeniowych.

Słowa kluczowe: płyta pomostu, laminat warstwowy, infuzja, pultruzja, konstrukcje hybrydowe, most drogowy,

1. Wstęp

Płyty pomostów są najbardziej podatnymi na uszkodzenia elementami drogowych obiektów mostowych. Trwałość typowych płyt żelbetowych jest kilkukrotnie krótsza od trwałości dźwigarów głównych lub innych podstawowych elementów obiektów mostowych. Konieczność zwiększenia trwałości płyt pomostów nadała w ostatnich latach bardzo duży impuls pracom badawczym

[1] Autor do korespondencji: Maciej Kulpa, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, (17) 86 51 596, kulpa@prz.edu.pl
[2] Tomasz Siwowski, Politechnika Rzeszowska, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, (17) 86 51 596, siwowski@prz.edu.pl

i rozwojowym, których celem jest stworzenie nowych rodzajów płyt/paneli pomostów: trwałych, lekkich i łatwych w montażu, wykonanych z materiałów zaawansowanych technologicznie, takich jak beton i stal wysokiej jakości, kompozyty FRP, stopy aluminium, a nawet poddane specjalnej obróbce drewno [22]. Oprócz znaczącego zwiększenia trwałości i zmniejszenia ogólnych kosztów utrzymania, stosowanie lekkich płyt pomostów z nowych materiałów umożliwia niejednokrotnie podniesienie nośności modernizowanego obiektu oraz oszczędności w kosztach wzmacniania podpór i fundamentów.

Od ponad 20 lat obserwuje się w mostownictwie stale rosnące zainteresowanie materiałami kompozytowymi FRP (ang. *fibre reinforced polymers*), stosowanymi zarówno do ochrony, napraw i wzmocnień istniejących konstrukcji jak również do produkcji nowych elementów nośnych, takich jak dźwigary czy płyty pomostów [8]. Powód tego zainteresowania jest oczywisty: trwałość (głównie wysoka odporność na korozję i zmęczenie), duża wytrzymałość, lekkość oraz łatwość kształtowania przekroju poprzecznego elementów z kompozytu. Dzięki tym cechom kompozytów FRP powstało w ciągu ostatnich lat wiele różnych systemów pomostów kompozytowych, stosowanych obecnie przy modernizacji lub budowie obiektów mostowych. Płyty pomostów z kompozytów FRP są wytwarzane z włókien szklanych oraz żywicy epoksydowej lub poliestrowej. Panele pomostów wykonane w pełni z kompozytów FRP dzieli się w zależności od struktury panelu i technologii wykonania, na dwie podstawowe grupy: pomosty warstwowe (typu *sandwich*), produkowane najczęściej metodą infuzji oraz pomosty z kształtowników, produkowanych metodą pultruzji (przeciągania) [24]. Trzecią grupę stanowią konstrukcje hybrydowe, które powstają z połączenia kształtowników kompozytowych z betonem, zazwyczaj układanym bezpośrednio na placu budowy.

W mostownictwie stosuje się obecnie kilkadziesiąt różnych systemów paneli/płyt pomostów kompozytowych i/lub hybrydowych. Tak duża popularność tych systemów, zwłaszcza w krajach wysoko rozwiniętych (USA, Japonia, Holandia, Szwecja) wynika z ich niepodważalnych zalet konstrukcyjnych, technologicznych i eksploatacyjnych. W artykule przedstawiono przegląd wybranych rozwiązań płyt pomostowych we wszystkich trzech grupach, opisano zalety i wady poszczególnych konstrukcji i technologii. Na podstawie wniosków z przeglądu dokonano wyboru konstrukcji i technologii do prac własnych.

Zakład Dróg i Mostów PRz we współpracy z Mostostalem Warszawa S.A. od kilku lat prowadzi własne prace badawcze w celu opracowania i wdrożenia pierwszego polskiego panelu pomostu kompozytowego do budowy i modernizacji mostów drogowych. W ramach badań własnych zaprojektowano i wykonano trzy prototypowe panele pomostów z kompozytów warstwowych. Na podstawie wyników badań wytrzymałościowych ustalono nośność i sztywność paneli. Porównanie tych parametrów pozwoliło na wybór najlepszego rozwiązania panelu do dalszych prac badawczych i wdrożeniowych.

2. Rodzaje płyt pomostów z kompozytów FRP

2.1. Proces wytworzenia płyt/paneli pomostowych

Istnieje wiele technologii wytwarzania elementów kompozytowych. Obecnie najpopularniejszymi metodami stosowanymi do wykonywania paneli pomostów drogowych są pultruzja oraz infuzja, najczęściej w odmianie VARTM (*vacuum assisted resin transfer moulding*). Np. spośród wszystkich instalowanych pomostów w USA, ok. 40% było wykonywane metodą pultruzji. Pozostała część to pomosty wytworzone metodą VARTM lub metodą układania ręcznego [16]. Pozostałe metody wykonywania dużych elementów kompozytowych, takie jak metoda nawijania włókien (ang. *filament winding*) czy też metoda laminowania ręcznego (ang. *hand lay-up*), jakkolwiek często stosowane do wykonywania innych elementów konstrukcyjnych z kompozytów FRP, nie znalazły dotychczas szerszego zastosowania w przemysłowej produkcji paneli pomostów mostów drogowych. Powodem są głównie ograniczenia w zakresie geometrii (metoda nawijania) lub stosunkowo duży rozrzut parametrów wytrzymałościowych oraz jakości wykonania (metoda ręczna). Dlatego w przeglądzie ograniczono się do najliczniej reprezentowanych dwóch technologii wytwarzania: pultruzji i infuzji.

Proces pultruzji (przeciągania) jest to metoda zautomatyzowana, pozwalająca na wykonanie liniowych elementów o stałym przekroju poprzecznym. Elementy są najczęściej zbrojone włóknami ciągłymi (tzw. roving). Włókna są zanurzane w żywicy termoutwardzalnej, a następnie przepuszczone przez system tłoczników, form kształtujących przekrój poprzeczny elementu oraz układ grzewczy, który pozwala na utwardzenie żywicy. Uzyskiwane tą metodą elementy mogą osiągać znaczne długości, ograniczone jedynie wymiarami hal produkcyjnych i względami logistycznymi. Główną wadą tej metody jest ograniczenie przekroju produkowanego elementu. W docelowym panelu pomostu kształtowniki wykonane metodą pultruzji są łączone mechanicznie lub przez klejenie, tworząc sztywną płytę pomostową.

Metoda infuzji w odmianie VARTM jest to proces półautomatyczny, polegający na przesyceniu ułożonych w formie tkanin żywicą, która jest zasysana w miejsce usuniętego próżniowo powietrza z uszczelnionej, nieodkształcalnej formy. Gwarantuje to wykonanie elementu o stabilnych wymiarach geometrycznych, ale wymaga stosowania indywidualnie projektowanej dwuczęściowej formy. W odmianie tej metody, stosowanej m.in. do produkcji paneli pomostów, rolę formy pełni uszczelniona odkształcalna powłoka, zazwyczaj w formie folii, która zastępuje górną część formy. Dzięki temu zabiegowi zmniejsza się koszt początkowy produkcji, ale niewielkiemu pogorszeniu ulegają parametry geometryczne wykonanych elementów. W pojedynczej formie (procesie infuzji) jest wykonywany najczęściej cały panel pomostu, którego gabaryty są podyktowane możliwościami transportu na miejsce wbudowania.

2.2. Konstrukcja płyt pomostów

Konstrukcja paneli pomostów jest ścisłe związana z technologią ich produkcji. Wśród rozwiązań stosowanych obecnie w mostownictwie można wymienić trzy podstawowe grupy pomostów mostów drogowych: pomosty wykonywane z kształtowników pultruzyjnych (ang. *pultruded decks*), pomosty warstwowe (ang. *sandwich decks*) oraz pomosty hybrydowe (ang. *hybrid decks*), łączące kompozyt FRP i beton. W pierwszej grupie stosuje się elementy kompozytowe, wykonane wyłącznie metodą pultruzji, w drugiej przeważają konstrukcje wykonane metodą infuzji VARTM, natomiast w trzeciej elementy kompozytowe są także najczęściej produkowane metodą pultruzji.

Pomosty wykonywane z kształtowników pultruzyjnych składają się z pojedynczych elementów liniowych, które są scalane w panele pomostu za pomocą połączeń klejonych i/lub mechanicznych, a następnie montowane do stalowych/betonowych elementów konstrukcji (poprzecznice, podłużnice) za pomocą specjalnych łączników. Przekrój pojedynczych kształtowników składa się zazwyczaj z układów trójkątów lub prostokątów. Kształtowniki pultruzyjne są najczęściej orientowane prostopadle do osi mostu (osi dźwigarów), a panele nie współpracują z dźwigarami w przenoszeniu obciążeń.

Pomosty warstwowe pierwotnie wykonywano metodą laminowania ręcznego, najstarszą i najbardziej rozpowszechnioną metoda produkcji kompozytów FRP. W ostatnich latach pojawiły się jednak konstrukcje wykonane metodą przesycania pod ciśnieniem (infuzji/VARTM). Panele składają się z sztywnych laminatów zewnętrznych (włókna + żywica), klejonych do materiału rdzeniowego. Wypełnieniem rdzeniowym mogą być np. przestrzenne kompozytowe elementy o budowie plastra miodu lub warstwy przekładkowe z lekkich materiałów niekonstrukcyjnych, jak pianki PCV, PUR lub drewno balsa. Pomosty warstwowe, z uwagi na technologię produkcji, charakteryzują się swobodną możliwością wariantowania wysokości rdzenia przekroju lub układu warstw laminatów zewnętrznych.

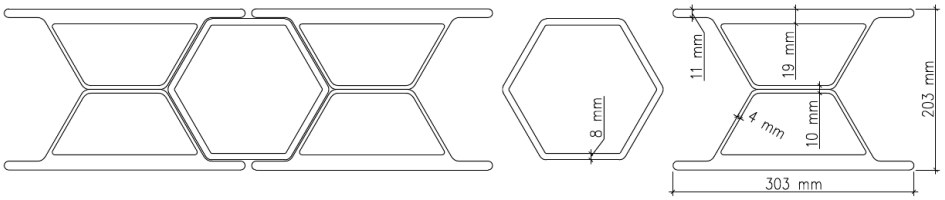
Pomosty hybrydowe łączą w jednym panelu zalety dwóch materiałów: kompozytu FRP oraz betonu. Płyta betonowa jest zbrojona kształtownikami pultruzyjnymi, które także często pełnią rolę deskowania traconego (ang. *stay-in-place formwork*). W większości pomostów hybrydowych stosuje się dodatkowo pręty kompozytowe do zbrojenia betonu. Wykorzystanie betonu ma na celu zwiększenie sztywności pomostu, przeniesienie sił ściskających oraz rozłożenie obciążenia skupionego od kół pojazdów na większą powierzchnię. Elementy kompozytowe są stosowane głównie w strefach rozciąganych pomostu oraz niekiedy jako elementy zbrojące beton przed nadmiernym zarysowaniem skurczowym. Wykorzystanie taniego betonu znacząco obniża końcowy koszt płyty pomostu.

3. Przykłady systemów pomostów kompozytowych

3.1. Pomosty z kształtowników pultruzyjnych

Systemy pomostów kompozytowych z kształtowników pultruzyjnych są najbardziej rozpowszechnioną formą wykorzystania kompozytów FRP w mostownictwie. W samych Stanach Zjednoczonych wdrożono i skomercjalizowano kilkanaście różnych rozwiązań, będących najczęściej wynikiem prac R&D prowadzonych przez producentów wyrobów kompozytowych wraz z uniwersytetami stanowymi.

Pierwszym prezentowanym przykładem jest system *Superdeck* firmy *Creative Pultrusions*, który powstał przy współudziale West Virginia Univeristy, Morgantown, USA. Pierwsza aplikacja systemu miała miejsce w 1997 r. [13]. System składa się z kształtowników pultruzyjnych o dwóch różnych przekrojach: ośmiościanu i podwójnego trapezu (rys. 1). Kształtowniki łączone są przez klejenie. Powierzchnia kształtowników w miejscu połączeń jest śrutowana, aż do odsłonięcia włókien szklanych. Elementy są łączone za pomocą kleju poliuretanowego. Zewnętrzne lamianty szklane są zbudowane z wielokierunkowych tkanin szytych, włókien ciętych i ciągłych włókien nawijanych. Matrycę stanowi żywica winyloestrowa. Panele pomostowe układane są prostopadle do osi mostu. Maksymalna szerokość panelu wynosi 2,44 m, co zostało podyktowane ograniczeniami transportowymi. Długość panelu jest indywidualnie dostosowana do szerokości pomostu a płyta nie ma połączeń w kierunku poprzecznym mostu. Masa jednostkowa płyty pomostu *Superdeck* wynosi 106 kg/m^2.

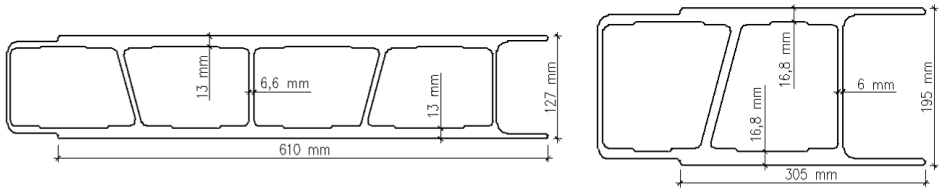


Rys. 1. Kształtowniki i przekrój poprzeczny systemu *Superdeck*

Fig. 1. Shapes and cross-section of the *Superdeck* panel

Kolejnym systemem amerykańskim produkowanym przez firmę *Martin Marietta Composites* jest pomost kompozytowy *DuraSpan*, którego pierwsza instalacja miała miejsce w 1996 r w San Diego pod naukowym nadzorem North Carolina State University, Raleigh, USA. Od tego czasu system wbudowano w kilkudziesięciu mostach na całym świecie [14]. Panel pomostu składa się ze sklejonych ze sobą za pomocą kleju poliuretanowego kształtowników pultruzyjnych o przekroju prostokątnym. Najbardziej rozpowszechnione są dwa wa-

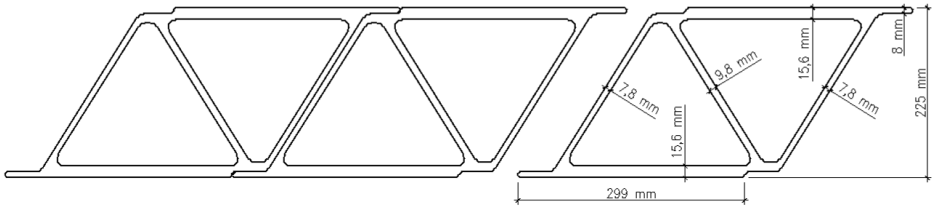
rianty pomostu: *DuraSpan* 500 i *DuraSpan* 766. Panel *DuraSpan* 500 o masie jednostkowej 63 kg/m^2, jest wykonywany z kształtowników o wysokości 127 mm i może mieć rozpiętości do 1,5 m. Panel *DuraSpan* 766 o masie jednostkowej 93 kg/m^2 i wysokości 195 mm może być stosowany układach o rozpiętości do 3 m. Kształtowniki są wykonane z tkanin szklanych, zatopionych w żywicy poliestrowej. Ściany pionowe kształtowników składają się z włókien o kierunkach 0° i ±45° (w proporcjach 34% i 66%). Laminaty poziome zawierają włókna w kierunkach 0°, 90° i ±45° i w proporcjach 60%, 20% i 20% [10]. Przekroje poprzeczne obu kształtowników systemu *DuraSpan* przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Przekroje poprzeczne kształtowników systemu *DuraSpan*

Fig. 2. Shape cross-sections of *DuraSpan* panels

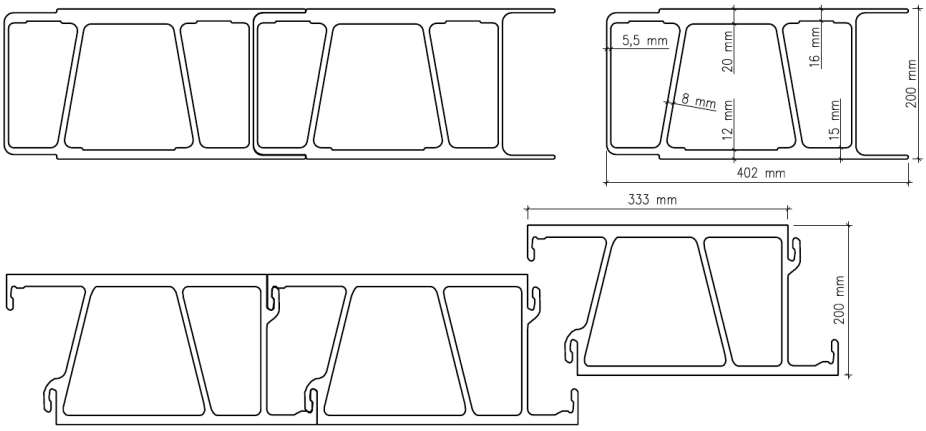
Pierwszym europejskim systemem pomostów kompozytowych, który powstał w wyniku programu badawczego jest system *ASSET*, produkowany przez duńską firmę *Fiberline* [9]. System po raz pierwszy zastosowano w 2002 roku przy przebudowie mostu West Mill w Anglii. Panel pomostu *ASSET* składa się z łączonych ze sobą za pomocą kleju pultruzyjnych kształtowników o przekroju trójkątnym (rys. 3). Kształtowniki są wykonane z włókien szklanych oraz izoftalowej żywicy poliestrowej, a ich budowa została zaprojektowana na podstawie kryterium dopuszczalnego ugięcia panelu (L/300) oraz różnych kryteriów wytężeniowych [4]. Zawartość objętościowa włókien w kształtownikach wynosi ok. 62%. Kształtowniki mają równomierny rozkład włókien i mają zbliżone moduły sztywności laminatów zewnętrznych w obu kierunkach [9]. Typowa rozpiętość panelu *ASSET* wynosi 2 m.



Rys. 3. Przekrój poprzeczny kształtowników systemu *ASSET*

Fig. 3. Cross-section of the *ASSET* shapes

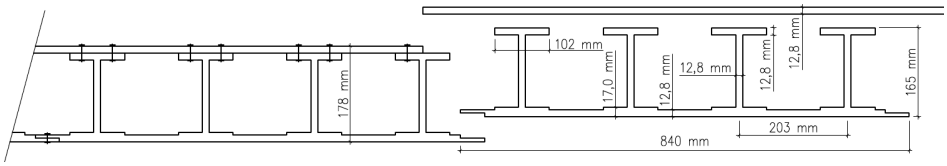
W Korei Południowej pierwszy pomost kompozytowy został wdrożony w roku 2000 przez firmę *Kookmin Composite Infrastructure Inc*., we współpracy z Kookmin University [11]. Konstrukcja pomostu pod nazwą *Delta Deck* składa się z kształtowników pultruzyjnych o przekroju trapezowym. Kształtowniki o symbolu TG200 były klejone wzajemnie tworząc panel pomostu o szerokości w zakresie 2,5 - 4,0 m. Kształtowniki są zbudowane z jednokierunkowych włókien szklanych oraz wielokierunkowych tkanin zszywanych, zatopionych w matrycy z żywicy poliestrowej. W pierwszej wersji systemu kształtowniki były łączone za pomocą klejonych połączeń na pióro i wpust. W celu ułatwienia montażu na placu budowy opracowano nowe połączenie wciskane, modyfikując przekrój kształtowników. Nowe kształtowniki o symbolu SF200 mogły być klejone (obiekty stałe) lub mieć jedynie połączenia mechaniczne (konstrukcje tymczasowe) [19]. Przekroje poprzeczne obu kształtowników TG200 i SF200 przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Przekroje poprzeczne systemu *Delta Deck*: wariant TG200 u góry, wariant SF200 u dołu

Fig. 4. Cross-section of *Delta Deck* panel: variant TG200 (top), variant SF200 (bottom)

Kolejnym pomostem z kształtowników pultruzyjnych jest system *Zell-Comp* amerykańskiej firmy o takiej samej nazwie, opracowany m.in. we współpracy z Purdue University, West Lafayette, USA [5]. Pomost jest wykonywany z dwóch rodzajów elementów pultruzyjnych: kształtowników dolnych o przekroju z czterema dwuteowymi żebrami podłużnymi oraz płaskich laminatów górnych (rys. 5). Kompozyt jest zbudowany z włókien szklanych w matrycy z żywicy poliestrowej. Elementy pomostu są łączone wzajemnie za pomocą łączników mechanicznych [6]. Laminat górny ma o grubości 13 mm ma wymiary 2,4×1,2 m. Wysokość kształtowników w systemie może wynosić 13, 18 lub 23 cm.

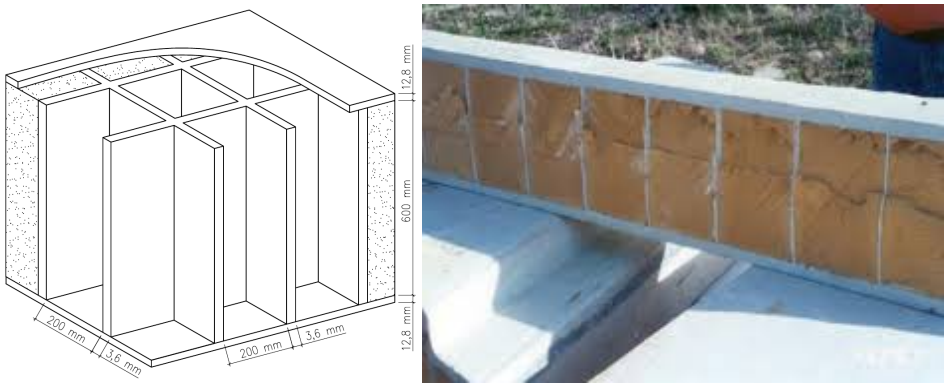


Rys. 5. Przekrój poprzeczny systemu pomostowego firmy *ZellComp* (wariant 18 cm)

Fig. 5. Cross-section of the *ZellComp* deck system (variant 18 cm)

3.2. Pomosty warstwowe

Jednym z pierwszych pomostów warstwowych stosowanych w mostownictwie był system *Hardcore* amerykańskiej firmy *Hardcore Composites*. Panel warstwowy składa się z dwóch szklanych laminatów zewnętrznych oraz rdzenia z pianki poliuretanowo-izocyjanurowej. Laminaty tworzą wewnętrzny ruszt przestrzenny, a rdzeń jest zbudowany z prostopadłościennych bloków z pianki, owiniętych tkaninami z włókna szklanego (rys. 6). Do budowy laminatów użyto włókna szklanego oraz żywicy winylestrowej. Panel pomostu powstaje w procesie infuzji ciśnieniowej VARTM. Zastosowanie wypełnienia w postaci bloków z pianki umożliwia swobodne kształtowanie wymiarów bloków pod różnorodne zastosowania np. jako główną płytę nośną w moście płytowym [2], czy też jako płytę pomostu, opartą na poprzecznicach w rozstawie 4,3 m [1].

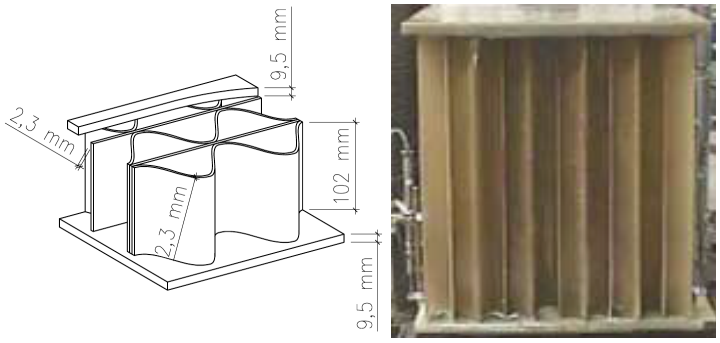


Rys. 6. Schemat budowy panelu systemu *Hardcore* oraz przekrój poprzeczny (po prawej)

Fig. 6. Schema of the *Hardcore* panel and a panel cross-section (right)

Panele pomostu *KSCI* produkowane przez amerykańską firmę *Kansas Structural Composites* składają się ze sztywnych laminatów zewnętrznych, klejonych do kompozytowego rdzenia typu plaster miodu (*honeycomb*). Rdzeń jest zbudowany z płaskich i sinusoidalnych laminatów kompozytowych. Panel może być modyfikowany pod konkretną aplikację w zakresie grubości laminatów

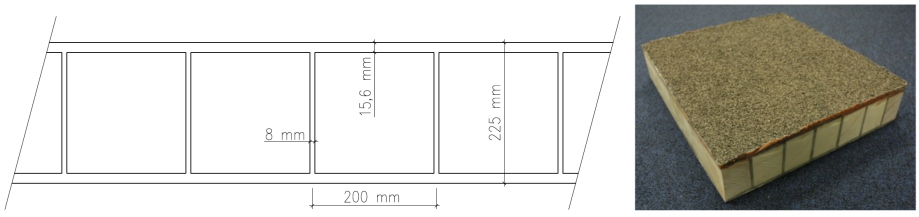
i/lub wysokości rdzenia (grubości panelu). Laminaty są zbudowane z włókien szklanych w matrycy z izoftalowej żywicy poliestrowej [15]. Zawartość objętościowa włókien wynosi ok. 40%. System nadaje do budowy krótkich obiektów płytowych oraz jako płyta pomostu oparta na dźwigarach. Przykładowe wymiary panelu, podane na rys. 7, pochodzą z jednej z pierwszych aplikacji systemu w postaci pomostu opartego na dźwigarach w rozstawie osiowym 1,19 m [15].



Rys. 7. Schemat budowy panelu systemu *KSCI* oraz przekrój przez panel (po prawej)

Fig. 7. Schema of the KSCI panel and the panel cross-section (right)

Pierwszym przykładem europejskiego pomostu warstwowego jest system *EcoSafe* holenderskiej firmy *Lightweight Structures BV* [7] (rys. 8). Panel pomostu jest zbudowany z dwóch zewnętrznych laminatów kompozytowych, klejonych do rdzenia z drewna balsa. Alternatywnie rdzeń może być wykonany również z pianki PUR. Pomiędzy fragmentami rdzenia wstawiono pionowe żebra, wykonane z takiego samego kompozytu jak laminaty zewnętrzne. Producent oferuje 4 warianty systemu o zmiennej wysokości konstrukcyjnej: od 100 do 400 mm, dobieranej adekwatnie do projektowanego obciążenia pomostu.



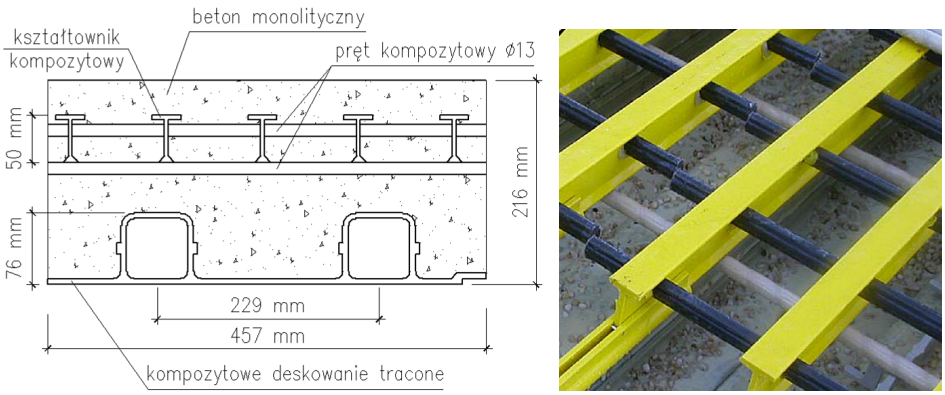
Rys. 8. Przekrój poprzeczny i widok panelu *Ecosafe* (po prawej)

Fig. 8. Cross-section and view of the *Ecosafe* deck panel (right)

Pomost jest wykonywany metodą infuzji VARTM z wykorzystaniem żywicy poliestrowej. Laminaty zewnętrzne panelu mają jednakowe zbrojenie w kierunku poprzecznym i podłużnym z włókien szklanych. Panel o wysokości 300 mm może przenosić obciążenia od pojazdu o masie do 30 ton przy rozstawie podparć ok. 0,75 m.

3.3. Pomosty hybrydowe

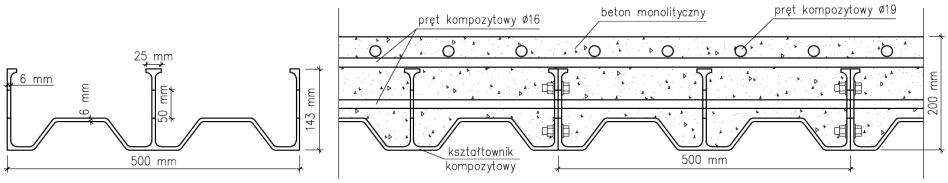
Pierwszym przykładem tego typu pomostu była prototypowa płyta pomostu wiaduktu, zbudowanego w 2005 roku w USA pod nadzorem naukowym University of Wisconsin, Madison [3]. Betonowa płyta pomostu była zbrojona trzema rodzajami elementów kompozytowych: kształtownikami pełniącymi rolę deskowania traconego, podłużnymi prętami kompozytowymi oraz poprzecznymi kształtownikami teowymi. Wszystkie elementy kompozytowe były wytworzone metoda pultruzji. Najistotniejszy składnik tego systemu - kompozytowe deskowanie tracone – było zastosowane w postaci paneli o wymiarach 457 × 2350 mm. Każdy panel deskowania był usztywniony dwoma podłużnymi żebrami o przekroju zamkniętym. Przed ułożeniem betonu około 30% górnej powierzchni żeber jest pokrywane klejem epoksydowym z kruszywem wapiennym o frakcji do 6 mm. Podłużne pręty kompozytowe miały trzy średnice: 13, 19 i 25 mm. Poprzecznie ułożone kształtowniki teowe o wysokości 50 mm zbroiły płytę pomostu na zginanie lokalne. Schemat oraz przekrój poprzeczny systemu został przedstawiony na rys. 9.



Rys. 9. Przekrój poprzeczny pomostu hybrydowego oraz schemat zbrojenia w postaci kształtowników i prętów kompozytowych (po prawej)

Fig. 9. Cross-section of hybrid deck and composite reinforcing grid (right)

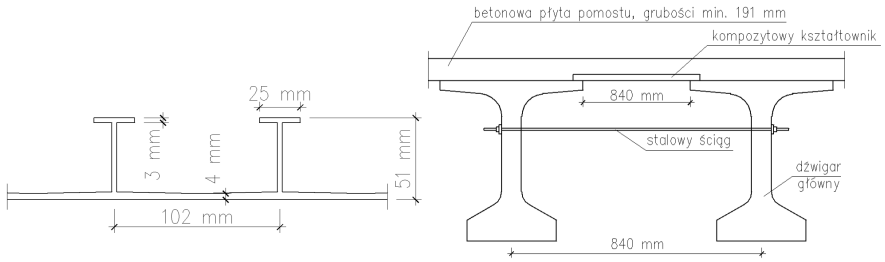
Podobne rozwiązanie pomostu było przedmiotem badań w 2012 roku w Chinach [12]. Pomost hybrydowy był wykonywany na deskowaniu traconym w postaci kompozytowej płyty o przekroju trapezowym, składającej się z kształtowników o szerokości 500 mm (rys. 10). Kształtowniki są łączone na śruby. Kompozytowe żebra podłużne z otworami zwiększały nośność kształtownika oraz umożliwiały, po przepuszczeniu kompozytowych prętów zbrojeniowych, na pełne zespolenie kształtowników z betonem. Stosowano dwa rodzaje prętów zbrojeniowych: ϕ16 oraz ϕ19. Wszystkie elementy kompozytowe pomostu są wykonane z włókien szklanych i żywicy poliestrowej.



Rys. 10. Przekrój poprzeczny kształtownika kompozytowego (po lewej) oraz gotowej płyty pomostu

Fig. 10. The cross-section of FRP shape (left) and a hybrid deck (right)

Przykładem upowszechnienia systemu hybrydowych płyt pomostowych, składających się z elementów kompozytowych jako deskowania traconego, są typowe betonowe obiekty z belek prefabrykowanych, w których betonowa płyta pomostu o grubości min. 190 mm jest wykonywana na typowych kształtownikach kompozytowych, służących jako płyty pomostowe pod niewielkie obciążenie (np. kładki dla pieszych). Rozciąganie wywoływane zginaniem płyty pomostu jest przenoszone przez stalowy ściąg, łączący sąsiednie belki (rys. 11). Dla uzyskania zespolenia pomiędzy betonem a kompozytem powierzchnia paneli była pokrywana mieszanką żywicy epoksydowej z piaskiem [18].



Rys. 11. Przekrój poprzeczny kształtownika kompozytowego oraz konstrukcji przęsła

Fig. 11. Cross-section of pultruded deck shape of a superstructure

4. Porównanie kompozytowych płyt pomostowych

Pomosty z kształtowników mają największą liczbę połączeń przy jednocześnie największej stabilności wymiarowej poszczególnych elementów. Wysoki (60-70%) jest udział włókien szklanych w laminacie. Proces produkcji kształtowników jest w pełni zautomatyzowany, jednakże istnieją duże ograniczenia w stosunku do kształtu i wielkości przekroju elementów. Dla każdego przekroju poprzecznego wymagany jest indywidualny zestaw form, dodatkowo im przekrój jest większy, tym bardziej skomplikowany jest to proces pultruzji. Wykorzystywanie włókien zorientowanych pod kątem do kierunku osi elementu jest skomplikowane i wymaga dodatkowych nakładów. Nie do końca rozpoznana jest trwałość połączeń klejowych pomiędzy kształtownikami, gwarantująca integralność paneli pomostu.

Pomosty warstwowe mają praktycznie nieograniczoną możliwość kształtowania przekroju poprzecznego i układu konstrukcyjnego. Istnieje możliwość swobodnego dopasowywania wymiarów paneli pod konkretną aplikację. Mają jednak one dużo większe odchyłki wymiarowe w stosunku do pomostów z kształtowników. Także jakość pomostów warstwowych może być zmienna i różnić się nawet w ramach jednego panelu. W przeciwieństwie do pultruzji, niskie są koszty początkowe produkcji pomostów warstwowych. Technologia infuzji VARTM zapewnia swobodę w kształtowaniu budowy laminatów, a zwłaszcza możliwość układania tkanin zbrojących pod dowolnym kątem. Ponadto koszt produkcji panelu warstwowego jest ok. 20% mniejszy niż panelu wykonywanego metodą pultruzji [23].

Pomosty hybrydowe są najczęściej wykonywane z elementów pultruzyjnych, zatem mają w pewnym zakresie zalety i wady tych systemów. Dodatkowo pomosty te charakteryzują się większą możliwością optymalizacji, np. za pomocą wysokości części betonowej i/lub ilości zbrojenia kompozytowego. Pomosty hybrydowe mają optymalny rozkład materiału: beton w części ściskanej, kompozyty FRP w części rozciąganej. Łatwość kształtowania połączeń paneli pomostu z dźwigarami głównymi także wynika z zastosowania betonu. Wadą tych rozwiązań jest brak możliwości redukcji ciężaru własnego przęseł oraz ograniczona trwałość, limitowana do trwałości betonu. Dlatego tego typu systemów nie brano pod uwagę w realizowanym przez PRz programie badawczym.

Porównanie cech technologii wykonania płyt pomostów mostów drogowych z kompozytowych paneli pomostów zamieszczono w tabeli 1 (na podstawie pracy [17]). Biorąc pod uwagę zalety i wady obu technologii zdecydowano o wyborze pomostów kompozytowych wykonywanych metodą infuzji VARTM, jako optymalnego rozwiązania dla polskiego systemu kompozytowych pomostów mostów drogowych. O takim wyborze zdecydowały dwa zasadnicze aspekty: znacząco niższy koszt oraz możliwość swobodnego kształtowania przekroju w zależności od indywidualnego zapotrzebowania.

Tabela 1. Zalety i wady technologii wykonania kompozytowych płyt pomostowych
Table 1. The pros and cons of manufacturing technology for all-FRP composite decks

Cecha technologii	Pultruzja	Infuzja (VARTM)
Możliwość optymalizacji geometrycznej pomostu	-	+
Możliwość optymalizacji materiałowej pomostu	±	+
Stabilność wymiarów elementów	+	-
Liczba połączeń (karbów)	-	+
Możliwość integracji z wyposażeniem pomostu na etapie produkcji	-	+
Ogólna jakość wykonania	+	±
Koszty produkcji	-	+

5. Koncepcja nowego pomostu kompozytowego

5.1. Kształtowanie materiałowe

Po analizach budowy pomostów wykonanych metoda infuzji zdecydowano się na zastosowanie włókien szklanych, ze względu na ich optymalny stosunek wytrzymałości do ceny, żywicy epoksydowej jako matrycy kompozytu oraz pianki rdzeniowej PCV.

Etap projektowania materiałowego kompozytu obejmował dobór liczby i orientacji włókien, co przekładało się na docelowe grubości laminatów. Z uwagi na dwukierunkową pracę panelu pomostu zastosowano tkaniny z ortogonalnie ułożonymi włóknami. Na postawie wstępnych obliczeń przyjęto grubość górnych i dolnych laminatów kompozytowych o wartości ok. 15 mm, a grubość laminatów wewnętrznego użebrowania ok. 6-8 mm. Biorąc pod uwagę gramatury tkanin przyjęto w laminatach górnym i dolnym ok. 20 warstw włókien ułożonych w kierunkach 0°/90° i 4 warstwy przekładkowe o kierunku włókien ±45°. Laminaty żeber wewnętrznych zawierały ok. 10 warstw tkanin ±45° oraz 2 warstwy 0°/90°.

Jako matrycę dla kompozytu paneli pomostu zastosowano żywicę epoksydową Araldite z utwardzaczami XB 3486 i XB 3487. Wg doświadczeń Mostostalu W-wa żywica ta doskonale sprawdziła się w procesie infuzji VARTM [21]. Trzecim materiałem, kształtującym przekrój poprzeczny panelu pomostu, była pianka rdzeniowa PCV o nazwie handlowej Divinycell H80.

Parametry mechaniczne wszystkich materiałów wyznaczono na podstawie badań i zestawiono w tabeli 2.

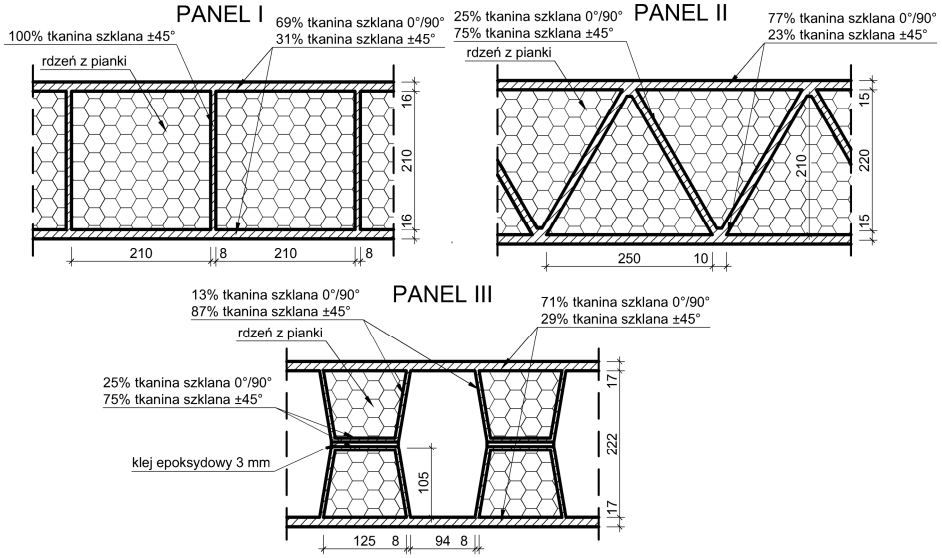
Tabela 2. Parametry materiałowe laminatu szklanego i pianki rdzeniowej

Table 2. The material parameters of GFRP laminate and foam core

Materiał	Moduł odkształcalności podłużnej	Współczynnik Poissona	Odkształcenie odpowiadające wytrzymałości na rozciąganie	Odkształcenie odpowiadające wytrzymałości na ściskanie
	$E_x = E_y$	ν	ε_t	ε_c
	[GPa]	[-]	[‰]	[‰]
Laminat szklany	24,00	0,14	18,75	11,67
Pianka rdzeniowa	0,09	0,32	26,32	15,56

5.2. Kształtowanie geometryczne

We wstępnym projektowaniu geometrii panelu założono, że będzie on oparty na belkach głównych przęsła o typowym rozstawie ok. 2,5 m. W tym układzie statycznym panel powinien przenieść obciążenie normowe wg [20]. Na podstawie analizy stosowanych rozwiązań a także na podstawie obliczeń wstępnych, przyjęto do badań panele pomostów o trzech różnych przekrojach poprzecznych i budowie pokazanej na rys. 12.



Rys. 12. Ukształtowanie i budowa przekrojów poprzecznych badanych paneli pomostu

Fig. 12. The configuration and cross-sections of the tested deck panels

Wszystkie panele były zbudowane z laminatów szklanych oraz pianki rdzeniowej, przesyconych w procesie infuzji żywicą epoksydową. Panele I i II były całkowicie wypełnione pianką rdzeniową pomiędzy arkuszami zewnętrznymi oraz żebrami. W panelu I rdzenie piankowe miały przekrój kwadratowy o boku 0,21 m, a w panelu II o kształcie trójkąta równobocznego o wysokości 0,21 m. Panel III został wykonywany z dwóch rozdzielnych, symetrycznych części, sklejonych warstwą kleju epoksydowego w płaszczyźnie środkowej. W tym przypadku rdzenie piankowe obejmowały tylko ok. 50% powierzchni przekroju poprzecznego panelu.

Dla każdego z wybranych rozwiązań wykonano panel pomostu o wymiarach 2,70 × 1,10 m. Grubość paneli wahała się od 0,23 do 0,26 m, a różnice spowodowane były względami technologicznymi, związanymi z indywidualną koncepcją układania włókien przy wytwarzaniu poszczególnych paneli.

5.3. Technologia wytworzenia paneli pomostu

Zasadniczą kwestią była decyzja dotycząca wyboru technologii wytwarzania paneli kompozytowych. Technologia musiała pozawalać na budowę dużych elementów oraz zapewniać możliwość stosunkowo swobodnego kształtowania ich geometrii i przekroju. Na wstępnym etapie projektu istotny był również początkowy koszt sprzętu niezbędnego do wytworzenia paneli. Biorąc pod uwagę powyższe aspekty zdecydowano się na technologię infuzji próżniowej z wykorzystaniem worka foliowego. Nie bez znaczenia było również dotychczasowe pozytywne doświadczenie firmy Mostostal Warszawa S.A. w stosowaniu tej technologii przy produkcji elementów kompozytowych w dużej skali [21].



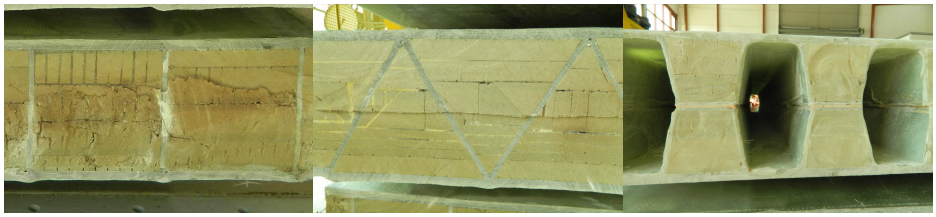
Rys. 13. Zastosowanie technologii infuzji próżniowej do wykonania paneli: po lewej - układanie tkanin zbrojących (panel II), po prawej - część panelu III podczas infuzji żywicą

Fig. 13. The application of vacuum infusion technology for panel's manufacturing: reinforcing fabric placement (left), part of the panel III during the infusion (right)

W czasie infuzji stalowa forma była uszczelniona od góry folią, która przykrywała system rozprowadzający żywicę w całym wykonywanym elemen-

cie (rys. 13). Po całkowitym uszczelnieniu formy następowało odessanie z niej powietrza (wytworzenie próżni), a następnie zasysanie żywicy, która pod ciśnieniem była rozprowadzana pomiędzy tkaninami i warstwami włókien. Po kilkudziesięciu minutach żywica sieciowała, tworząc ostateczny kształt elementu. Na koniec procesu wytwarzania element poddany zostawał ogrzaniu, co podniosło wytrzymałość i zwiększało trwałość kompozytu.

Po wytworzeniu panele I i II wykazywały pewne odchyłki od nominalnej geometrii, zwłaszcza w pobliżu żeber wewnętrznych (rys. 14). Deformacje i podłużne zgrubienia tkanin w miejscach połączenia żeber z arkuszami górnym i dolnym były nieuniknione z uwagi na odkształcenia względem siebie tkanin i pianek na wolnej, niestykającej się z formą, powierzchni panelu w momencie wytwarzania próżni. Ten problem został praktycznie wyeliminowany w panelu III. Dzięki dwuetapowej infuzji możliwe było uzyskanie płaskiej powierzchni zarówno dla dolnej, jak i górnej części panelu.



Rys. 14. Przekroje poprzeczne wytworzonych paneli (od lewej) I, II i III oraz widoczne deformacje w strefach połączeń żeber z arkuszami powierzchniowymi

Fig. 14. Cross-sections of completed panels (from left) I, II I III and visible deformations in areas of connections of inner stiffeners with outer sheets

6. Badania paneli pod obciążeniem statycznym

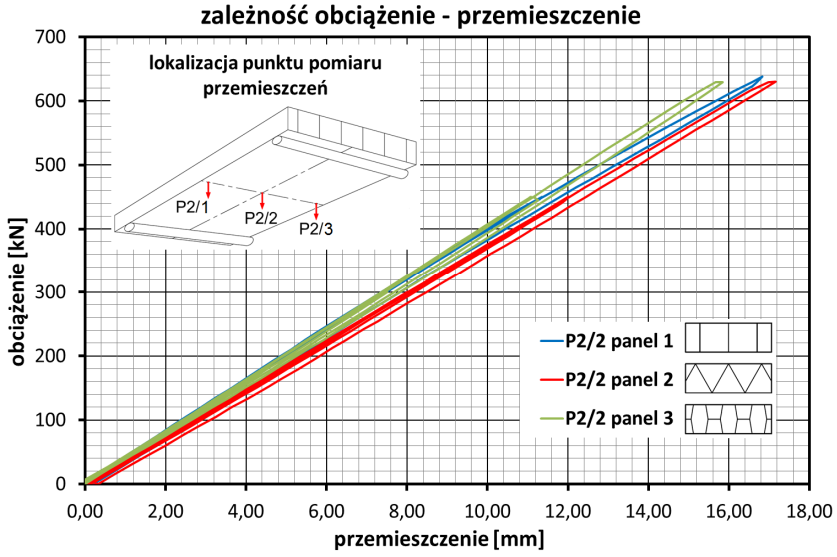
Celem wstępnych badań wytrzymałościowych było określenie sztywności i nośności granicznej poszczególnych rodzajów paneli pomostu. Porównanie tych charakterystyk pozwoliło na wybór rozwiązania konstrukcyjnego panelu do dalszych badań. Badania wytrzymałościowe paneli zostały wykonane w akredytowanym laboratorium Wydziału Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury PRz. Panele pomostu o rozpiętości teoretycznej 2,40 m podparto swobodnie na łożyskach. Zastosowano obciążenie testowe w postaci pojedynczej siły skupionej o powierzchni nacisku 400×400 mm, przyłożonej w środku rozpiętości paneli (rys. 15).



Rys. 15. Panel I podczas badań wytrzymałościowych (po lewej) oraz sposób przyłożenia obciążenia skupionego na górnej powierzchni panelu (po prawej)

Fig. 15. Panel I under testing (left) and force distribution on upper surface of the deck (right)

Podczas badań w wybranych punktach paneli były mierzone przemieszczenia za pomocą czujników indukcyjnych oraz odkształcenia za pomocą tensometrów elektrooporowych. Podczas badań wszystkie panele zostały obciążone maksymalną możliwą do wywołania siłą 630 kN, co stanowiło 420% charakterystycznego obciążenia normowego. Zależność obciążenie-przemieszczenie dla wszystkich trzech paneli pomostu przedstawiono na rys. 16, a szczegółowe wartości pomierzonych przemieszczeń w tabeli 3.



Rys. 16. Porównanie przemieszczeń w środku rozpiętości poszczególnych paneli

Fig. 16. Comparison of all three panels' displacement

Tabela 3. Maksymalne przemieszczenia poszczególnych paneli dla P_{max} = 630 kN
Table 3. The maximum displacement of panels for P_{max} = 630 kN

Panel	Punkt pomiarowy			Wartość dopuszczalna (L_t/250)
	P2/1	P2/2	P2/3	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
I	14,86 (Lt/162)	16,69 (Lt/144)	15,08 (Lt/159)	9,60
II	16,25 (Lt/148)	17,16 (Lt/140)	16,20 (Lt/148)	
III	10,73 (Lt/224)	15,84 (Lt/152)	11,04 (Lt/217)	

Maksymalne ugięcie w środku rozpiętości odpowiednio dla paneli I, II i III wynosiło 16,7 mm, 17,2 mm oraz 15,8 mm, co stanowiło odpowiednio 174%, 179% oraz 165% ugięcia dopuszczalnego (Lt/250) przy sile maksymalnej, odpowiadającej 420% charakterystycznego obciążenia normowego.

Pod obciążeniem maksymalnym P_{max} = 630 kN żaden z paneli nie uległ zniszczeniu, wszystkie pracowały sprężyście w całym zakresie obciążenia (rys. 16). Najmniejsze ugięcie pod obciążeniem maksymalnym miał panel III, natomiast najmniejsze odkształcenie – panel II. Z kolei panel III miał najmniej równomierny rozkład poprzeczny sztywności i związany z nim rozkład wytężenia w przekroju poprzecznym.

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że wszystkie trzy panele wykazywały podobną sztywność, jednakże panel III osiągnął najmniejsze przemieszczenie pod maksymalną siłą 630 kN. Biorąc pod uwagę również najmniejsze deformacje na górnej powierzchni panelu, właśnie to rozwiązanie (panel III) zostało wybrane jako optymalna konstrukcja do dalszych prac badawczych i ewentualnego wdrożenia.

7. Podsumowanie

Celem prac badawczych opisanych w artykule jest opracowanie, wykonanie i wdrożenie pierwszego polskiego systemu pomostów kompozytowych do zastosowań w mostach drogowych. Na podstawie szerokiego studium literaturowego wybrano najlepszą technologię wytworzenia oraz trzy najbardziej obiecujące koncepcje kształtu geometrycznego. Wstępne obliczenia paneli pod bezpośrednim obciążeniem drogowym pozwoliły na dobór budowy poszczególnych laminatów. Kolejnym krokiem było wytworzenie prototypowych paneli oraz ich badania wytrzymałościowe w zakresie nośności i sztywności. Podsumowaniem tej fazy badań jest wybór optymalnego rozwiązania na podstawie wyników badań oraz na podstawie czynników ekonomicznych (koszt materiałów, koszt wytworzenia) i technologicznych (czasochłonność, ograniczenie deformacji w procesie produkcji).

Metoda infuzji okazała się bardzo przydatna do wytwarzania elementów kompozytowych o dużych gabarytach. Jej zastosowanie pozwoliło na uzyskanie laminatów o prawidłowym przesyceniu przy całkowitej grubości laminatu przekraczającej 15 mm. Jednocześnie w przypadku paneli wykonywanych jednoetapowo (panel I i II) infuzja powodowała deformacje podłużne na zewnętrznej powierzchni laminatów. Wielkość tych imperfekcji może powodować problemy przy układaniu nawierzchni cienkowarstwowej. Problem ten został całkowicie wyeliminowany w koncepcji III, gdzie panel był wykonywany dwuetapowo. Dzięki rozdzieleniu produkcji na dwa procesy możliwe było uzyskanie większej dokładności oraz lepszej jakości laminatów. Ponadto ze względu na mniejszą liczbę rdzeni piankowych proces wytwarzania panelu III był mniej czasochłonny niż w przypadku paneli I i II, które wymagały ułożenia bardziej skomplikowanych i liczniejszych warstw tkanin i pianek rdzeniowych.

Badania wytrzymałościowe i doświadczenia technologiczne wykazały, że najlepszą z analizowanych koncepcji okazał się panel III. Czynnikami, który (oprócz największej sztywności) zdecydowały o wyborze panelu III były znacząco mniejsze imperfekcje technologiczne, równość powierzchni laminatów zewnętrznych oraz najniższy jednostkowy koszt produkcji. Ten rodzaj pomostu został wybrany do dalszych badań. Kolejną fazą badań będzie opracowanie i wytworzenie zoptymalizowanego pod kątem materiałowym i konstrukcyjnym panelu kompozytowego w pełnej skali (ok. 5,5 × 2,0 m) i jego badania pod obciążeniem normowym, zarówno statycznym, dynamicznym jak i zmęczeniowym.

Literatura

[1] Alampalli, S., Kunin J.: Load testing of an FRP bridge deck on a truss bridge. Applied Composite Materials, Vol.10, No.2, 2003, s. 85-102.

[2] Alampalli, S., O'Connor J., Yannotti A. P.: Design, fabrication, construction, and testing of an FRP superstructure. Special Raport No. FHWA/NY/SR-00/134. Transportation Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, USA 2000.

[3] Berg A., et al.: Construction and cost analysis of an FRP reinforced concrete bridge deck. Construction and Building Materials, Vol.20, No.8, 2006, s. 515-526.

[4] Canning L., et al.: 7.2 The analysis, design and optimisation of an advanced composite bridge deck. Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction: Proceedings of the First International Conference, Held at Southampton University, Thomas Telford, UK 2002.

[5] Chou C.C., Chen Y.: Experimental and Analytical Evaluation of Composite Action between Steel Girders and Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal 2012.

[6] Gleason A., Dusicka P.: Strength and Fatigue of Three Glass Fiber Reinforced Composite Bridge Decks with Mechanical Deck to Stringer Connections. Final Raport No. SR 500-490. 2012.

[7] Gradeci K.: Upgrading Old Movable Bridges with FRP Deck Application: The case study of Wilhelminabrug (Master Thesis). TU Delft, Delft University of Technology, The Netherlands 2013.

[8] Keller T.: Use of Fibre Reinforced Polymers in Bridge Construction. Structural Engineering Documents, No. 7, IABSE, Zurich, 2003.

[9] Keller T., Gürtler H.: Quasi-static and fatigue performance of a cellular FRP bridge deck adhesively bonded to steel girders. Composite Structures, Vol.70, No.4, 2005, s. 484-496.

[10] Keller T., Schollmayer M.: Plate bending behavior of a pultruded GFRP bridge deck system. Composite Structures, Vol.64, No.3, 2004, s. 285-295.

[11] Lee S.W., Hong K.J.: Opening the gate: construction of 300 M composite-deck bridge in Korea. Proceedings of the First Asia-Pacific Conference on FRP in Structures, APFIS 2007, Hong Kong, China 2007.

[12] Liu Y., et al.: Static and fatigue experimental study on flexural behavior of hybrid GFRP–concrete bridge decks. Proceedings of the Asia-Pacific Conference on FRP in Structures, APFIS 2012, Hokkaido University, Japan 2012.

[13] Lopez-Anido R., Troutman D., Busel J.: Fabrication and installation of modular FRP composite bridge deck. Proceedings of the 1998 International Composites Expo, Nashville, Tennessee, USA 1998.

[14] Nelson, J.L.: Behavior of GFRP bridge decks for highway bridges (Master's Thesis), North Carolina State University, USA 2005.

[15] Nystrom, H., Watkins, S., Stone, D., Nanni, A.: Laboratory and Field Testing of FRP Composite Bridge Decks and FRP-Reinforced Concrete Bridge For City of St. James, Phelps County, MO. Combined Final Report for Contracts RI00-021 and RI00-031, USA 2002.

[16] O'Connor, J.: GRP bridge decks and superstructures in the USA. Reinforced Plastics, Vol.52, No.6, 2008, s. 26-31.

[17] O'Connor J. Hooks J.: USA's experience using fiber reinforced polymer (FRP) composite bridge decks to extend bridge service life. Technical Memorandum of Public Works Research Institute. Japan 2003.

[18] Oliva M., et al.: FRP Stay-in-Place Formwork and Reinforcing for Concrete Highway Bridge Decks. Proceedings of the 8th International Symposium on FRP in Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Greece 2007.

[19] Park, S.Z., Hong K.J., Lee S.W.: Behavior of an adhesive joint under weak-axis bending in a pultruded GFRP bridge deck. Composites Part B: Engineering, Vol.63, No.5, 2014, s. 123-140.

[20] PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.

[21] Poneta P., Kulpa M., Własak L., Siwowski T., Koncepcja i badania innowacyjnego dźwigara mostowego z kompozytów FRP. Inżynieria i Budownictwo, nr 3, 2014, s. 147-151.

[22] Siwowski T.: Pomosty drogowe. Część I - Magazyn Autostrady, nr 10/2006, wydanie specjalne – jesień 2006, pn.: Mosty – konstrukcja, wyposażenie, utrzymanie, s. 30-38, część II - Magazyn Autostrady, nr 11/2006, s. 67-72.

[23] Zhou A., Lesko J.J., Davalos J.F.: Fiber reinforced polymer decks for bridge systems. COMPOSITES 2001, Convention and Trade Show, Composite Fabrications Association (CFS), Tampa, FL, USA 2001.

[24] Zobel H., Karwowski W.: Kompozyty polimerowe w mostownictwie – pomosty warstwowe. Geoinżynieria - drogi, mosty, tunele. Nr 2, 2006, s. 42- 49.

STRUCTURAL SHAPING OF FRP BRIDGE DECKS

S u m m a r y

The growing need of durability enhancement for road bridge decks has recently caused the big impulse for research on new, durable, lightweight and easy to handle bridge decks, made of advanced materials, f.e. FRP (fibre reinforced polymers). The paper reviews the most common bridge deck systems made of FRP composites. The emphasis was mainly on the shaping the geometric depending on the technology manufacturing. The systems were divided into three groups: bridge decks made by pultrusion, infusion and hybrid concrete-FRP composite. In the next step own cross-section of decks were developed, designed and three different prototypes of panels were made in full scale (dimensions in plan 1,1 × 2,7 m). The last stages were tests of the three bridges sandwich panels with different structural arrangement. Based on tests, the strength of panels its load capacity and stiffness were established. Comparison of these characteristics and experience gained during making prototypes, allowed to choose the best panel for further research and implementation.

Keywords: bridge deck panel, FRP laminates, infusion, pultrusion, hybrid structures, road bridge

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.154

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 285-299

Mariusz MAŚLAK[1]
Małgorzata SNELA[2]

MIARODAJNA MACIERZ SZTYWNOŚCI W MODELOWANIU PODATNOŚCI OGARNIĘTEGO POŻAREM STALOWEGO DOCZOŁOWEGO WĘZŁA RYGIEL - SŁUP

Zaprezentowano i przedyskutowano procedurę specyfikacji wyrazów macierzy sztywności elementu węzłowego, wykorzystywanej w szacowaniu podatności ogarniętego pożarem stalowego doczołowego węzła rygiel – słup. Postać tej macierzy determinowana jest przyjętym do szczegółowej analizy zastępczym modelem mechanicznym, stanowiącym układ odpowiednio połączonych sprężyn myślowo wprowadzonych do konstrukcji i odzwierciedlających reakcję wyodrębnionych składników węzła na przyłożone do nich wymuszenia o wartości jednostkowej.

Słowa kluczowe: macierz sztywności, węzeł podatny, element węzłowy, metoda składnikowa, pożar.

1. Wprowadzenie

Oszacowanie odporności ogniowej stalowego ramowego ustroju nośnego będzie wiarygodne jeśli w przeprowadzanej analizie uwzględni się narastającą ze wzrostem temperatury pożarowej podatność węzłów. Oznacza to, że węzły te będą w pożarze węzłami podatnymi nawet wtedy, gdy zostały zaprojektowane jako nominalnie sztywne przy założeniu wymogów podstawowej sytuacji projektowej. Różnice ilościowe skutkujące nazbyt optymistycznym oszacowaniem nośności i sztywności ramy eksponowanej na działanie ognia przy pominięciu tego typu wpływu mogą być znaczące, co pokazali autorzy niniejszego artykułu w pracy [1]. Na ogół przyjmuje się, że obiektywną miarą podatności węzła w pożarze jest zbiór charakterystyk $M-\phi$, wyrażających relacje pomiędzy przyłożonym do węzła momentem zginającym i generowanym przez

[1] Autor do korespondencji: Mariusz Maślak, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel.: +48126415673, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl
[2] Małgorzata Snela, Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 38D, 20-618 Lublin, tel.: +48815384388, e-mail: m.snela@pollub.pl

to oddziaływanie obrotem. Jeśli założyć, że w danej chwili pożaru rozkład temperatury Θ w całym rozpatrywanym węźle jest równomierny, to każdej wybranej wartości tej temperatury można przypisać reprezentatywną dla niej tego typu charakterystykę [2]. Należy przy tym podkreślić, że wprawdzie przy stosunkowo wysokich ryglach bezpośrednio sąsiadujących z żelbetową płytą stropową o dużej pojemności cieplnej różnice w stopniu nagrzania ich dolnej i górnej półki mogą być zauważalne (co odnotowano w normie [3]), to jednak w ogólności, na skutek dobrego przewodnictwa cieplnego stali konstrukcyjnej, temperatura w przekroju belki bardzo szybko się wyrównuje. Poza tym, przypisanie do węzła temperatury sąsiadującego z nim elementu konstrukcyjnego (na ogół belki lub słupa, w zależności od tego która wartość będzie bardziej niekorzystna) jest rozwiązaniem bezpiecznym, w rzeczywistości bowiem węzły pozostają nieco chłodniejsze w stosunku do ich otoczenia, co nie tylko jest wynikiem nagromadzenia dodatkowych elementów stalowych (nakładek, przykładek itp.), ale również samej geometrii ramy (ograniczona penetracja ciepła w jej trudniej dostępnych zakamarkach).

Uwzględnienie możliwości kwantyfikacji podatności węzła w konwencjonalnej analizie statycznej ramy wymaga aby był on reprezentowany przez niezależny element węzłowy, o nieskończenie małym rozmiarze, spełniający równość:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K_c}\mathbf{u} \tag{1}$$

w której $\mathbf{F}$ jest wektorem sił wewnętrznych generowanych w węźle, $\mathbf{K_c}$ macierzą sztywności elementu węzłowego, natomiast $\mathbf{u}$ - wektorem uogólnionych przemieszczeń. Odniesienie wspomnianej powyżej analizy do wyjątkowej sytuacji projektowej pożaru rozwiniętego sprowadza się do bezwzględnej konieczności, aby równanie (1) rozwiązywać iteracyjnie, co zresztą wynika z silnie nieliniowego zachowania węzła. W takim ujęciu, przy oznaczeniu końców elementu węzłowego odpowiednio przez i oraz j, oraz specyfikacji prawoskrętnego układu współrzędnych x, y, z, w którym oś x jest osią normalną do przekroju poprzecznego, równanie to należy zapisać w postaci:

$$\Delta\mathbf{F} = \mathbf{K}_c^{*}\Delta\mathbf{u} \tag{2}$$

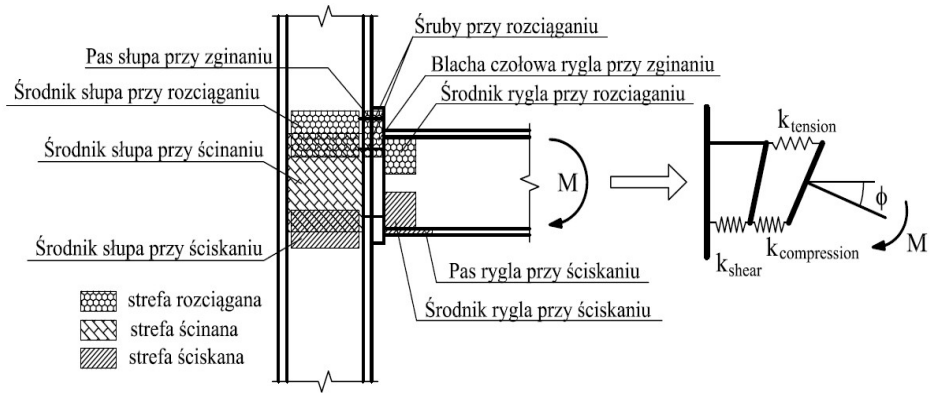
gdzie odpowiednio:

$$\Delta\mathbf{F}^T = \left[\Delta N_{x,i} \;\; \Delta V_{y,i} \;\; \Delta V_{z,i} \;\; \Delta M_{x,i} \;\; \Delta M_{y,i} \;\; \Delta M_{z,i} \;\; \Delta N_{x,j} \;\; \Delta V_{y,j} \;\; \Delta V_{z,j} \;\; \Delta M_{x,j} \;\; \Delta M_{y,j} \;\; \Delta M_{z,j}\right] \tag{3}$$

oraz:

$$\Delta\mathbf{u}^T = \left[\Delta u_i \;\; \Delta v_i \;\; \Delta w_i \;\; \Delta\phi_{x,i} \;\; \Delta\phi_{y,i} \;\; \Delta\phi_{z,i} \;\; \Delta u_j \;\; \Delta v_j \;\; \Delta w_j \;\; \Delta\phi_{x,j} \;\; \Delta\phi_{y,j} \;\; \Delta\phi_{z,j}\right] \tag{4}$$

Szczegółowa identyfikacja elementów macierzy $\mathbf{K}_c^*$, takich aby odzwierciedlały one zachowanie się rozpatrywanego węzła w pożarze, jest celem niniejszej pracy. Analiza dotyczy najbardziej typowego przypadku, to znaczy odpowiedzi na oddziaływanie zewnętrzne stalowego doczołowego węzła rygiel – słup, pokazanego na rys. 1. Należy dodać, że spośród wielu możliwych podejść iteracyjnych pozwalających na efektywne rozwiązanie równania (2), autorzy niniejszego opracowania rekomendowali do stosowania to, które opiera się na określaniu w kolejnych krokach przyrostowych miarodajnej sztywności siecznej [4].



Rys. 1. Rozpatrywany w pracy stalowy, doczołowy węzeł rygiel – słup z wyodrębnionymi składnikami decydującymi o jego podatności. Z prawej typowy sposób modelowania jego pracy poprzez specyfikację zastępczego modelu mechanicznego.

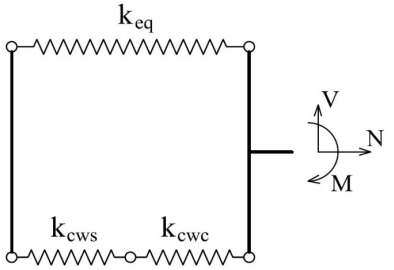
Fig. 1. The steel end-plate beam-to-column joint, considered in the article, with the separated components determining its flexibility. On the right, a typical approach to modelling the joint behaviour through the specification of its equivalent mechanically-based model.

2. Konwencjonalne modele mechaniczne wykorzystywane przy określaniu podatności stalowego doczołowego węzła rygiel – słup.

Relacja moment – obrót ($M-\phi$) miarodajna w sytuacji pożaru, przy zadanej temperaturze węzła, może zostać zbudowana w sposób uproszczony, poprzez odpowiednią modyfikację znanej a priori krzywej bazowej, skonstruowanej w odniesieniu do tego samego węzła przy założeniu podstawowej sytuacji projektowej [5]. W pracy [6] autorzy artykułu wykazali jednak, że nie w każdym przypadku będzie ona równoważna analogicznej relacji wyspecyfikowanej po analizie wszystkich potencjalnie możliwych mechanizmów zniszczenia elementów węzła poddanych działaniu temperatury pożarowej. Z oczywistych względów to drugie podejście trzeba uznać za bardziej wiarygodne. Opiera się

ono na uogólnieniu na sytuację pożaru klasycznego algorytmu metody składnikowej. W tego typu analizie należy najpierw zidentyfikować podstawowe składniki (komponenty) węzła, determinujące jego zachowanie pod obciążeniem, następnie każdemu z takich elementów przypisać charakter wytężenia (rozciąganie, ściskanie, zginanie, ścinanie itp.), aby w końcu zamodelować oddziaływanie poszczególnych składników poprzez odpowiednie sprężyny, myślowo wprowadzone do węzła. Kluczowym jest tu połączenie wszystkich zidentyfikowanych wcześniej sprężyn we wspólny mechanizm, na ogół szeregowo – równoległy, taki aby jego reakcja na oddziaływanie zewnętrzne była analogiczna do przewidywanego zachowania węzła. Ważne jest zatem nie tylko dopasowanie odpowiedniego stopnia skrępowania potencjalnych odkształceń podłużnych czy poprzecznych, ale również w miarę precyzyjne zamodelowanie faktycznej podatności na poszczególne obroty. Aby tego dokonać każdej z rozpatrywanych sprężyn musi być przypisany parametr k_i charakteryzujący jej reakcję na przyłożone do niej wymuszenie jednostkowe. Szczegółowa identyfikacja tych parametrów, odniesiona do sytuacji pożaru, wymaga osobnego, bardzo obszernego opracowania. Opiera się ona bowiem w wielu przypadkach na rozbudowanych i wieloczynnikowych modelach strukturalnych, zależnych od geometrii składników węzła, w szczególności zaś od wzajemnej proporcji ich wymiarów. Trzeba przy tym podkreślić, że są to na ogół parametry o silnie nieliniowej zależności względem temperatury Θ. W niniejszej analizie zakłada się, że parametry te są już jakościowo i ilościowo określone i znane a priori. Pozostaje zatem ustalić miarodajny sposób połączenia poszczególnych sprężyn, taki aby złożyły się one na mechanizm o łatwej do zidentyfikowania strukturze formalnej, determinującej wartości elementów macierzy sztywności $\mathbf{K}_c^*$.

Niech szczegółowej analizie zostanie poddany węzeł pokazany na rys. 1. Na rysunku tym wyspecyfikowano poszczególne składniki węzła mające wpływ na jego wynikową nośność i sztywność oraz przypisano im sposób przenoszenia przyłożonych do nich obciążeń (rozciąganie, ściskanie, zginanie, ścinanie itp.). Pokazano również skojarzony z tym węzłem zastępczy model mechaniczny odwzorowujący jego zachowanie po przyłożeniu obciążenia [2]. Łatwo zauważyć, że zastosowano w tym przypadku szeregowo – równoległy sposób połączenia poszczególnych sprężyn, przy czym każda pojedyncza sprężyna została usytuowana horyzontalnie, na odpowiednim ramieniu względem osi rygla. Uogólniając, należy zauważyć, że tego typu modele budowane są zawsze w oparciu o równolegle zorientowane zastępcze sprężyny, a odpowiednia podatność obrotowa węzła uzyskiwana jest poprzez dobór poszczególnych parametrów k_i oraz towarzyszących tym sprężynom ramion działania obciążenia (czyli h_i). Typowy schemat takiego modelu dotyczącego jednostronnego węzła belka – słup pokazano na rys. 2.



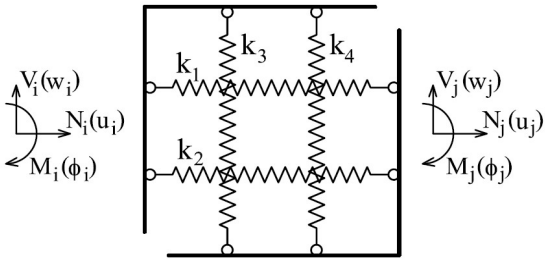
Rys. 2. Klasyczny szeregowo – równoległy układ sprężyn zorientowanych horyzontalnie, stosowany do kwantyfikacji podatności jednostronnego doczołowego węzła rygiel – słup.

Fig. 2. The classic serial – parallel system of horizontally oriented springs, used to quantify the flexibility of a single-sided end-plate beam-to-column joint.

Zauważmy, że górna sprężyna charakteryzowana jest w tym przypadku parametrem k_{eq}, który jest miarą podatności wynikającej ze współpracy rozciąganego środnika słupa (*cwt – column web in tension*), zginanej półki słupa (*cfb – column flange in bending*), zginanej blachy czołowej rygla (*epb - end-plate in bending*) oraz rozciąganych śrub (*bt – bolts in tension*). Sprężyna ta jest zatem ekwiwalentem szeregowego łańcucha łączącego sprężyny modelujące oddziaływanie wymienionych wcześniej składników węzła. Z drugiej strony dolna sprężyna łączy w sobie oddziaływanie generowane przez ściskany środnik słupa (*cwc – column web in compression*) oraz przez ścinaną część tego samego środnika (*cws – column web in shear*). Pierwsze próby wprowadzenia zastępczego elementu węzłowego do modelowania podatności tego typu węzła, oparte na analogii równoległego układu sprężyn, zostały podjęte przez *C. Poggi* [7] a następnie przez *W. Atamaza – Sibai* i *F. Freya* [8]. W obu przypadkach do analizy zastosowano odcinkowo liniowe relacje modelujące sztywności poszczególnych sprężyn. Rozpatrywano przy tym niezależnie zależności moment – obrót i siła – przemieszczenie. Takie podejście nie dawało zatem możliwości uwzględnienia wpływu siły podłużnej (ściślej - interakcji $M-N$) ani też siły poprzecznej (interakcji $M-V$) na wynikową podatność obrotową węzła. Badanie tego typu interakcji stało się możliwe dopiero po odpowiednim udoskonaleniu proponowanych modeli teoretycznych, co jednak wiązało się z dość znaczną komplikacją procedury obliczeniowej [9]. Szersza weryfikacja tak skonstruowanych modeli, zarówno doświadczalna jak i numeryczna, znalazła odzwierciedlenie w szczegółowych rekomendacjach normy PN-EN 1993-1-8 [10], w których na podstawie wyników uzyskanych po analizie bardziej złożonych układów sprężyn definiuje się modele uproszczone, zalecane do stosowania w praktyce inżynierskiej. Modele te są szeroko komentowane również w literaturze krajowej (na przykład w pracy [11]).

3. Modele pozwalające na uwzględnienie interakcji M-N i/lub interakcji M-V.

Jednym z pierwszych modeli pozwalających na uwzględnienie w sposób bezpośredni wpływu siły osiowej N i/lub siły poprzecznej V na reakcję zginanego stalowego doczołowego węzła podatnego rygiel – słup był model opracowany przez *T. Q. Li* z zespołem [12]. Zaproponowano w nim użycie dwóch par sprężyn, z których pierwsza para została usytuowana pionowo, natomiast druga – poziomo (rys. 3). Obie pary doczepiono do nieskończenie sztywnych ramion. Tego rodzaju układ dawał możliwość jakościowej i ilościowej specyfikacji obydwu podstawowych stopni swobody, to znaczy zarówno stopnia czysto-translacyjnego, jak i rotacyjnego.

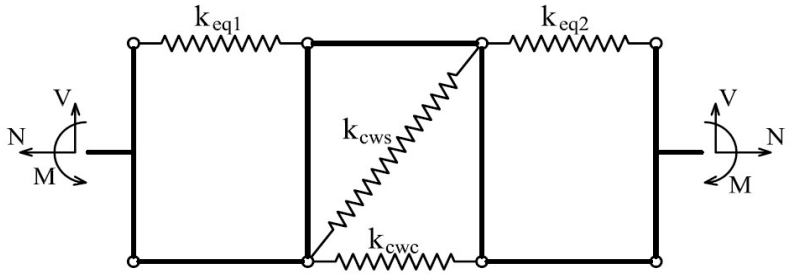


Rys. 3. Sprzężony układ sprężyn, pozwalający na uwzględnienie w sposób bezpośredni reakcji węzła na działanie siły poprzecznej.

Fig. 3. The coupled spring arrangement, which allows for direct consideration of the joint response to the impact of the transverse force.

Znaczącym udoskonaleniem tego rozwiązania był układ sprężyn zaproponowany przez *E. Bayo* z zespołem [13]. Reakcję środnika słupa na przyłożone obciążenie zamodelowano tu, podobnie jak w poprzednio opisywanym modelu, poprzez współdziałanie dwóch sprężyn, to znaczy odpowiednio jednej odpowiadającej za pracę jego części ściskanej (*cwc*) i drugiej, modelującej zachowanie strefy ścinanej (*cws*). Nie zostały one jednak w tym przypadku połączone szeregowo. Co prawda pierwsza z nich została zorientowana horyzontalnie, pozostając sprężyną typowo translacyjną, za to drugą zorientowano diagonalnie w stosunku do wszystkich pozostałych sprężyn. Do tak skonstruowanego modelu pracy środnika słupa trzeba jeszcze dodać niezależne sprężyny translacyjne, charakteryzowane parametrami $k_{eq,1}$ i $k_{eq,2}$, odwzorowujące oddziaływanie rozciąganych składników węzła, odpowiednio po jego lewej i prawej stronie. Schemat zaproponowanego układu pokazano na rys. 4 odnosząc go tym razem do klasycznego węzła dwustronnego. Należy podkreślić, że w takim ujęciu węzeł podatny modelowany jest przy pomocy elementu czterowęzłowego, o dziewięciu stopniach swobody. Odróżnia go to zatem od rozpatrywanych do tej po-

ry typowych elementów dwuwęzłowych. Poza tym element ten nie jest już nieskończenie mały. Jego rozmiar determinuje bowiem wysokość przekroju poprzecznego słupa oraz ramię działania sił poziomych przekazywanych z rygli.

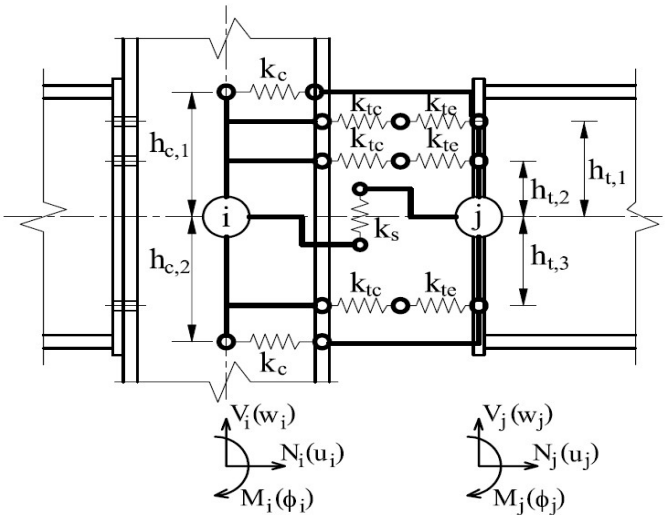


Rys. 4. Układ sprężyn modelujący pracę dwustronnego doczołowego węzła rygiel – słup, sprzężony z diagonalnie zorientowaną sprężyną odzwierciedlającą wpływ ścinania panelu środnika słupa - według [13],

Fig. 4. The system of the springs modelling the behaviour of a double-sided beam-to-column joint, coupled with a diagonally oriented spring reflecting the impact of the shear force on the column web – according to [13].

Oczywiście prezentowany model można rozbudować przez dodanie kolejnej sprężyny modelującej ścinanie środnika słupa. Będzie ona wtedy umieszczona na drugiej przekątnej rozpatrywanego elementu węzłowego. Uogólniając, należy stwierdzić, że zastosowanie zastępczego diagonalnego elementu prętowego należy do podstawowych technik modelowania zachowania się ścinanych paneli blachownic stalowych, zwłaszcza tych charakteryzujących się znaczną smukłością płytową. Podstawową zaletą opisanego powyżej modelu jest możliwość przeprowadzenia sprzężonej analizy statycznej, uwzględniającej równoczesne zginanie, ściskanie (lub rozciąganie) i ścinanie elementów węzła. Cechy tej nie da się przypisać do modelu proponowanego przez *F. Blocka* z zespołem [14, 15]. W tym ujęciu do opisu odpowiedzi węzła na przyłożoną do niego siłę poprzeczną wykorzystuje się usytuowaną pionowo sprężynę o charakterystyce k_s. Wszystkie pozostałe sprężyny zostają zorientowane poziomo. Strefa rozciągana węzła modelowana jest przez dwa połączone szeregowo króćce teowe. Pierwszy, odzwierciedlany przez rozciągane sprężyny o charakterystyce k_{tc}, symuluje działanie śrub i zginanego pasa słupa, drugi natomiast, zapisany poprzez rozciągane sprężyny charakteryzowane przez parametr k_{te}, interakcję działania śrub z blachą czołową (*end-plate*) rygla. Z drugiej strony, ściskanie panelu środnika słupa odwzorowują sprężyny o charakterystyce k_c. W modelu tym nie rozpatruje się wpływu strefy ścinanej panelu środnika słupa, co w zasadzie ogranicza jego zastosowanie do węzłów z równymi momentami zginającymi przejmowanymi z rygli po lewej i prawej stronie słupa, a więc w praktyce

jedynie do wewnętrznych węzłów badanej ramy. Oczywiście sprężyny rozciągane działają tu na ramionach $h_{t,i}$ wyznaczonych przez rozstaw kolejnych rzędów śrub, natomiast te ściskane na ramionach $h_{c,i}$, znacząco większych i determinowanych rozstawem osi pasów rygla.

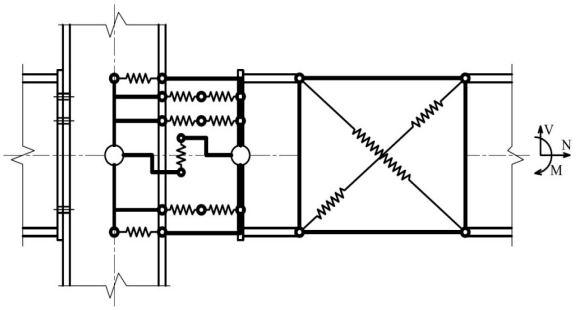


Rys. 5. Zastępczy model elementu węzłowego zaproponowany przez *F. Blocka* z zespołem - według [14, 15].

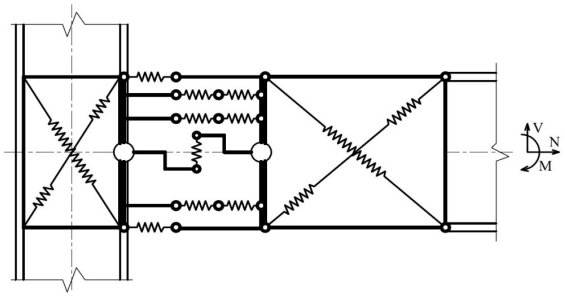
Fig. 5. An equivalent mechanically-based model of the nodal element proposed by *F. Block* with the team – according to [14,15].

Szczegółowy schemat tak skonstruowanego modelu przedstawiono na rys. 5 przy oznaczeniu węzłów elementu, odpowiednio lewego i prawego, symbolami *i* oraz *j*. Odległość między tymi węzłami uznawana jest za nieskończenie małą toteż tak zdefiniowany element należy formalnie traktować jako jednowymiarowy. Element tego typu jest w wielu aspektach elementem prostszym w stosunku do tego, który został wcześniej przedstawiony na rys. 4., niemniej jednak jego podstawową zaletą jest możliwość stosunkowo łatwego dostosowania do analizy odniesionej do sytuacji pożaru, co postaramy się wykazać poniżej. Model elementu węzłowego prezentowany na rys. 5 może być udoskonalony poprzez dodanie kolejnych układów sprężyn, zwłaszcza takich, które pozwolą na uwzględnienie oddziaływania ścinanych paneli środników rygla i słupa. Dwa z nich, proponowane do praktycznego zastosowania [16], pokazano na rys. 6. Zauważmy, że ścinanie tych składników węzła w obu przypadkach modelowane jest przez odpowiednie sprzężenie diagonalnie zorientowanych sprężyn.

a)



b)

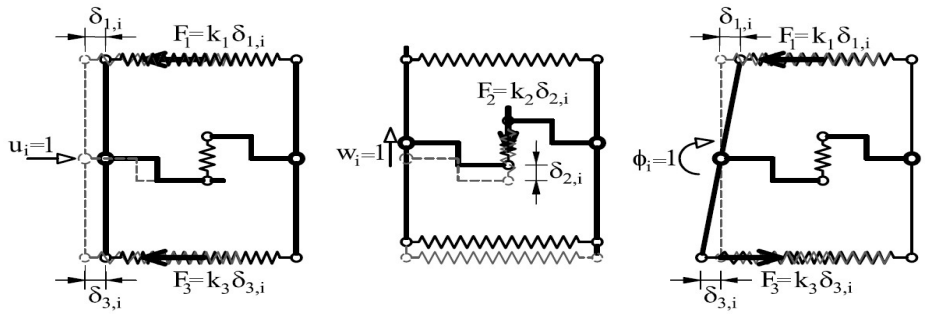


Rys. 6. Udoskonalone modele węzła z dodanymi elementami odzwierciedlającymi ścinanie paneli środników rygla (u góry – rys. 6a) oraz rygla i słupa (u dołu – rys. 6b) – według [16].

Fig. 6. The improved models of a steel end-plate beam-to-column joint with the added elements reflecting the impact of the shear force on the beam web (top – Fig. 6a) and on the both beam and column webs (bottom – Fig. 6b) – according to [16].

4. Budowa macierzy sztywności siecznej elementu węzłowego odniesionej do sytuacji pożaru.

Wybór zastosowanego modelu mechanicznego opisującego odpowiedź węzła na różnego typu wymuszenia determinuje strukturę charakteryzującej ten węzeł macierzy sztywności $\mathbf{K_c}$. Jak pokazano we wprowadzeniu do niniejszych rozważań, w przypadku skojarzenia analizy statycznej badanej ramy z wyjątkową sytuacją projektową pożaru rozwiniętego macierz ta jest równoważna macierzy $\mathbf{K}_c^*$ budowanej w sposób iteracyjny. Szczegółowy algorytm specyfikacji poszczególnych wyrazów tej macierzy zostanie zaprezentowany w zastosowaniu do modelu będącego uproszczeniem układu sprężyn pokazanego na rys. 5. W modelu tym zdefiniowano dwie sprężyny translacyjne, rozmieszczone horyzontalnie w układzie równoległym i wyrażające odpowiedź węzła na zginanie momentem M z ewentualnym współudziałem siły osiowej N oraz towarzyszącą tym sprężynom pojedynczą sprężynę pionową odzwierciedlającą reakcję węzła na działanie siły poprzecznej V. Schemat rozpatrywanego układu pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Reakcja rozpatrywanego elementu węzłowego na poszczególne wymuszenia o wartości jednostkowej.

Fig. 7. The response of the considered nodal element on the individual excitations of the unit value.

Niech podatność sprężyn poziomych w danej temperaturze opisują znane a priori parametry k_1 - w przypadku sprężyny górnej i k_3 - w odniesieniu do sprężyny dolnej. Parametrem charakteryzującym sprężynę pionową jest w tym modelu czynnik k_2. Ramiona przyłożenia sił poziomych, skojarzone z odpowiednimi sprężynami, oznaczono odpowiednio przez h_1 i h_3, analogicznie jak na rys. 5. Zauważmy, że zarówno koniec elementu węzłowego opisany symbolem *i* jak i drugi koniec oznaczony przez *j* znajdują się po tej samej (prawej) stronie osi słupa (węzeł jest jednostronny), stąd jednakowe zwroty przyłożonych do tych końców sił wewnętrznych. Rozpatruje się reakcję węzła na kolejne wymuszenia o wartości jednostkowej, to znaczy przy założeniu, że odpowiednio $u_i = 1$, $w_i = 1$ i w końcu $\phi_i = 1$, tak jak to zostało pokazane na rys. 7. W szczególności dla końca *i* otrzymano (siły F_i są reakcjami generowanymi w poszczególnych sprężynach):

- przy wymuszeniu $u_i = 1$ (rys. 7a):

$$F_1 = k_1 u_i \quad \text{oraz} \quad F_3 = k_3 u_i \quad \text{a zatem:} \tag{5}$$

$$N_i = F_1 + F_3 = (k_1 + k_3) u_i \quad \text{co daje} \quad K_{1,1} = k_1 + k_3 \tag{6}$$

$$M_i = F_1 h_1 - F_3 h_3 = (k_1 h_1 - k_3 h_3) u_i \quad \text{co daje} \quad K_{1,3} = k_1 h_1 - k_3 h_3 \tag{7}$$

- przy wymuszeniu $w_i = 1$ (rys. 7b):

$$V_i = F_2 = k_2 w_i \quad \text{co daje} \quad K_{2,2} = k_2 \tag{8}$$

- przy wymuszeniu $\phi_i = 1$ (rys. 7c):

$$F_1 = k_1 h_1 \phi_i \quad \text{oraz} \quad F_3 = k_3 h_3 \phi_i \quad \text{a zatem:} \tag{9}$$

$$N_i = F_1 + F_3 = (k_1 h_1 + k_3 h_3) \phi_i \quad \text{co daje} \quad K_{3,1} = k_1 h_1 + k_3 h_3 \tag{10}$$

$$M_i = F_1 h_1 + F_3 h_3 = \left(k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2\right)\phi_i \text{ co daje } K_{3,3} = k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2 \quad (11)$$

Powtórzenie analogicznej procedury w odniesieniu do końca *j* daje następujące rezultaty:

- $K_{4,4} = k_1 + k_3$ (12)
- $K_{4,6} = k_1 h_1 - k_3 h_3$ (13)
- $K_{5,5} = k_2$ (14)
- $K_{6,4} = k_1 h_1 + k_3 h_3$ (15)
- $K_{6,6} = k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2$ (16)

Pozostałe elementy macierzy wynikają z globalnych równań równowagi. W tym:

- z sumy rzutów na oś poziomą, co oznacza że $N_i = -N_j$:

$$K_{1,4} = -\left(k_1 + k_3\right) \quad \text{oraz} \quad K_{1,6} = -\left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) \quad (17)$$

- z sumy rzutów na oś pionową, co oznacza że $V_i = -V_j$:

$$K_{2,5} = -k_2 \quad (18)$$

- z warunku równowagi momentów zginających, co oznacza że $M_i = -M_j$:

$$K_{4,3} = -\left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) \quad \text{oraz} \quad K_{6,3} = -\left(k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2\right) \quad (19)$$

W rezultacie otrzymano macierz blokową z blokami rozmieszczonymi antysymetrycznie:

$$\mathbf{K}_c^* = \left(\begin{array}{ccc|ccc} \left(k_1 + k_3\right) & 0 & \left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) & -\left(k_1 + k_3\right) & 0 & -\left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) \\ 0 & k_2 & 0 & 0 & -k_2 & 0 \\ \left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) & 0 & \left(k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2\right) & -\left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) & 0 & -\left(k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2\right) \\ \hline -\left(k_1 + k_3\right) & 0 & -\left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) & \left(k_1 + k_3\right) & 0 & \left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) \\ 0 & -k_2 & 0 & 0 & k_2 & 0 \\ -\left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) & 0 & -\left(k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2\right) & \left(k_1 h_1 - k_3 h_3\right) & 0 & \left(k_1 h_1^2 + k_3 h_3^2\right) \end{array}\right) \quad (20)$$

Dotychczasowa analiza dotyczyła uproszczonego elementu węzłowego z dwiema sprężynami zorientowanymi poziomo, w tym jednej rozciąganej (górnej) i jednej ściskanej (dolnej), oraz z jedną sprężyną pionową odwzorowującą reakcję na działanie siły poprzecznej. W praktyce, w typowych węzłach doczołowych projektuje się więcej niż jeden rząd śrub w strefie rozciąganej, a to wiąże się z koniecznością specyfikacji dodatkowych sprężyn rozciąganych. Możli-

we jest również aby wskutek skrępowania swobody realizacji termicznie indukowanego wydłużenia elementów ramy zginaniu i ścinaniu węzła towarzyszyło jedynie ściskanie pochodzące od oddziaływania rygla. W takim przypadku element węzłowy powinien mieścić w sobie dwie poziome sprężyny ściskane, ulokowane w osiach obu pasów belki. Uwzględnienie wszystkich potencjalnie możliwych sytuacji obliczeniowych wymaga rozbudowy wyspecyfikowanej wcześniej macierzy sztywności $\mathbf{K}_c^*$. Jej ogólna postać została podana przez *F. Blocka* z zespołem w pracach [14, 15]. Jeżeli oznaczyć kolejno:

$$K_{1,1}^* = \sum_{i=1}^{n} k_{t,i}^* + \sum_{i=1}^{2} k_{c,i}^* \tag{21}$$

$$K_{1,5}^* = K_{5,1}^* = \sum_{i=1}^{n} h_{t,i} k_{t,i}^* + \sum_{i=1}^{2} h_{c,i} k_{c,i}^* \tag{22}$$

$$K_{3,3}^* = k_s^* \tag{23}$$

$$K_{5,5}^* = \sum_{i=1}^{n} h_{t,i}^2 k_{t,i}^* + \sum_{i=1}^{2} h_{c,i}^2 k_{c,i}^* \tag{24}$$

przy czym dolne indeksy t dotyczą n sprężyn rozciąganych, c – dwóch sprężyn ściskanych i s – pojedynczej sprężyny ścinanej, zatem n – jest liczbą rzędów śrub zidentyfikowanych w rozciąganej strefie węzła, to zachodzi:

$$\mathbf{K}_c^* = \left(\begin{array}{cccccc|cccccc}
K_{1,1}^* & 0 & 0 & 0 & K_{1,5}^* & 0 & -K_{1,1}^* & 0 & 0 & 0 & -K_{1,5}^* & 0 \\
0 & \infty & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\infty & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & K_{3,3}^* & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{3,3}^* & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & \infty & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\infty & 0 & 0 \\
K_{5,1}^* & 0 & 0 & 0 & K_{5,5}^* & 0 & -K_{5,1}^* & 0 & 0 & 0 & -K_{5,5}^* & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \infty & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\infty \\
\hline
-K_{1,1}^* & 0 & 0 & 0 & -K_{1,5}^* & 0 & K_{1,1}^* & 0 & 0 & 0 & K_{1,5}^* & 0 \\
0 & -\infty & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \infty & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & -K_{3,3}^* & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{3,3}^* & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & -\infty & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \infty & 0 & 0 \\
-K_{5,1}^* & 0 & 0 & 0 & -K_{5,5}^* & 0 & K_{5,1}^* & 0 & 0 & 0 & K_{5,5}^* & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\infty & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \infty
\end{array}\right) \tag{25}$$

5. Uwagi końcowe

Efektywne rozwiązanie równania (2), które determinuje podatność elementu wybranego do opisu zachowania się rozpatrywanego węzła w warunkach jego ekspozycji na temperaturę pożarową, staje się możliwe dzięki szczegółowej specyfikacji wyrazów macierzy sztywności siecznej $\mathbf{K}_c^*$. Jakkolwiek samo równanie daje różne wyniki w kolejnych krokach przyrostowych, przy postulowanej zbieżności uzyskiwanych oszacowań, to postać tej macierzy zależy jedynie od modelu odzwierciedlającego reakcję poszczególnych składników węzła na różnego typu wymuszenia (zginanie, ścinanie, ściskanie, rozciąganie). Należy podkreślić, że w ujęciu prezentowanym w niniejszych rozważaniach poszukiwaną podatność szacuje się przy założonej wartości temperatury węzła. Jest to zatem klasyczne zadanie izotermiczne. Zmiana tej temperatury wraz z rozwojem pożaru oznacza konieczność przeprowadzenia nowej analizy, odpowiadającej wygenerowanym na nowo wartościom sił wewnętrznych, a także zmienionym na skutek przyrostu tej temperatury cechom wytrzymałościowym stali. Z uwagi na silną i wieloźródłową nieliniowość przeprowadzanej analizy trzeba liczyć się z tym, że wynikowe oszacowanie podatności uzyskane przy założeniu konkretnych warunków panujących w węźle w danej, interesującej eksperta, chwili pożaru nie będzie jednoznacznie określone. Pomimo bowiem zadania niejako „na wyjściu" takiej samej miarodajnej temperatury węzła jego wyliczona podatność, kojarzona z tą temperaturą, może być różna jeśli tylko różne były drogi dojścia do osiągnięcia tej temperatury (czyli tak zwana historia obciążenia).

Podstawą wiarygodnej specyfikacji poszczególnych elementów konstruowanej macierzy jest wcześniejsza identyfikacja miarodajnego modelu obliczeniowego charakteryzowanego przez założony a priori układ sprężyn odzwierciedlających odpowiedź myślowo wyizolowanych elementów węzła na jego ekspozycję pożarową. Dobrze, jeśli przyjęty zestaw pozwoli na uwzględnienie potencjalnej interakcji M-N i/lub M-V. Odnosząc się do warunków pożaru rozwiniętego trzeba podkreślić, że układ ten w swej zasadniczej strukturze nie ulega zmianie ze wzrostem temperatury modelowanych komponentów. Nie oznacza to jednak, że w takiej sytuacji stałe pozostają również wyrazy macierzy $\mathbf{K}_c^*$. Zależą one bowiem wprost od parametrów k_i charakteryzujących poszczególne sprężyny, parametry te zaś są funkcjami cech mechanicznych stali, z której wykonano elementy węzła, w szczególności jej granicy plastyczności i modułu sprężystości podłużnej, a te podlegają znaczącej redukcji jeśli tylko opisywany przez nie materiał zostanie odpowiednio ogrzany.

Literatura

[1] Maślak M., Snela M.: Temperatura krytyczna ramy stalowej z malejącą w pożarze sztywnością węzłów, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Nr 283, 2012, Seria „Budownictwo i Inżynieria Środowiska", zeszyt 59 (3/12/II), s. 241-248.
[2] Maślak M., Litwin (Snela) M.: Podatność stalowego węzła belka – słup w temperaturze pożarowej, Inżynieria i Budownictwo, 8/2010, s. 441-445.
[3] PN-EN 1993-1-2: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-2: Reguły ogólne. Obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
[4] Maślak M., Litwin (Snela) M.: Zastępcza sztywność sieczna w szacowaniu odporności ogniowej nierównomiernie ogrzanych belek stalowych, Materiały LVI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Kielce – Krynica, 19-24.09.2010, s. 691-698.
[5] Simões da Silva L., Santiago A., Vila Real P.: A component model for the behavior of steel joints at elevated temperatures, Journal of Constructional Steel Research, 57, 2001, s. 1169-1195.
[6] Maślak M., Snela M.: Alternatywne metody identyfikacji charakterystyk moment – obrót odniesionych do warunków pożaru, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury (Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture), t. XXXI, z. 64 (4/14), październik – grudzień 2014, s. 135-145.
[7] Poggi C.: A finite element model for the analysis of flexible connected steel frames, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 26, 1988, s. 2239-2254.
[8] Atamaz - Sibai W., Frey F.: New semi-rigid joint elements for non-linear analysis of flexibly connected frames, Journal of Constructional Steel Research, 25, 1993, s. 185-199.
[9] Del Savio A.A., Nethercot D.A., Vellasco P.C.G.S., Andrade S.A.L., Martha L.F.: Generalised component-based model for beam-to-column connections including axial versus moment interactions, Journal of Constructional Steel Research, 65, 2009, s. 1876-1895.
[10] PN-EN 1993-1-8: Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-8: Projektowanie węzłów.
[11] Bródka J., Kozłowski A., Ligocki I, Łaguna J., Ślęczka L.: Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych, tom 1, Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów, 2009.
[12] Li T.Q., Choo B.S., Nethercot D.A.: Connection element method for the analysis of semi-rigid frames, Journal of Constructional Steel Research, 32, 1995, s. 143-171.
[13] Bayo E., Cabrero J.M., Gil B.: An effective component-based method to model semi-rigid connections for the global analysis of steel and composite structures, Engineering Structures, 28, 2006, s. 97-108.
[14] Block F.M., Davison J.B., Burgess I.W., Plank R.J.: Principles of a component-based connection element for the analysis of steel frames in fire, Engineering Structures, 49, 2013, s. 1059-1067.
[15] Block F.M., Burgess I.W., Davison J.B., Plank R.J.: The development of a component-based connection element for endplate connections in fire, Fire Safety Journal, 42, 2007, s. 498-506.

[16] Burgess I: The problem of robustness in fire, Lecture presentation prepared for the COST TU 0904 Training School, June 6-9, 2013, Naples, Italy.

THE RELIABLE STIFFNESS MATRIX IN THE FLEXIBILITY MODELLING FOR THE STEEL END-PLATE BEAM-TO-COLUMN JOINT WHEN EXPOSED TO A FIRE

S u m m a r y

The computational procedure which allows to specify the components of the reliable stiffness matrix relating to the connection element modelling the flexibility of the considered steel end-plate beam-to-column joint when exposed to a fire is presented and widely discussed. The form of this matrix is determined by the conceptual mechanical model which has been accepted for the detailed analysis, forming the system of the springs imaginarily introduced to the structure and appropriately connected so as to reflect the reaction of the specific joint components on the excitations applied to them, with a unit value.

Keywords: stiffness matrix, flexible joint, nodal element, component method, fire.

Przesłano do redakcji:25.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.155

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 301-313

Monika MIKA[1]
Anna PRZEWIĘŹLIKOWSKA[2]
Monika SIEJKA[3]

MONITORING RYNKU PROGRAMÓW GEODEZYJNYCH WYKORZYSTYWANYCH DO OPRACOWANIA MAPY DO CELÓW PROJEKTOWYCH NA TERENIE POWIATU KRAKOWSKIEGO

W niniejszym artykule przedstawiono ekonomiczny, techniczny i użytkowy aspekt wykorzystania programów komputerowych do realizacji jednej z najczęściej wykonywanych prac geodezyjnych, opracowania mapy do celów projektowych. Badania przeprowadzono w odniesieniu do czterech najczęściej stosowanych programów: MicroStation z nakładką MK2013, C-Geo, EwMapa, MikroMap. Wybór programów oparto o wyniki badań ankietowych przeprowadzonych wśród 30 wybranych losowo firm działających na terenie powiatu krakowskiego. Ocenę użyteczności wskazanych programów wykonano na bazie pomiaru sytuacyjno-wysokościowego wybranego obiektu wielkokubaturowego. Dane w postaci współrzędnych punktów w terenie pozyskano przy zastosowaniu najnowszych technologii pomiarowych. Nadrzędnym celem przeprowadzonych badań była próba weryfikacji możliwości wykorzystania niniejszych programów pod kątem wymogów stawianych wykonawcom prac geodezyjnych przez Ośrodki Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej. Całość zagadnienia rozpatrzono w aspekcie aktualnie obowiązujących przepisów prawa, dotyczących aktualizacji mapy zasadniczej.

Słowa kluczowe: mapa do celów projektowych, programy geodezyjne

[1] Autor do korespondencji: Monika Mika, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie, Al. Mickiewicza 21, 31-120 Kraków, 12-66245-39, momika@ar.krakow.pl
[2] Anna Przewięźlikowsk, AGH w Krakowie, WGGiIŚ, Katedry Geomatyki, Al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, 126173892, przewie@agh.edu.pl
[3] Monika Siejka, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie, Al. Mickiewicza 21, 31-120 Kraków, 12-66245-39, rmwiech@cyf-kr.edu.pl,

1. Wstęp

W Polsce powinna obowiązywać zasada jednolitości prac geodezyjnych, polegająca na zastosowaniu następujących kryteriów: jednolitego systemu miar, jednolitego systemu odniesień przestrzennych, stałego poziomu odniesienia wysokości, obowiązujących odwzorowań kartograficznych, znormalizowanych zasad prowadzenia prac geodezyjnych [7].

Do dnia 13 stycznia 2015 r. obowiązywały przepisy rozporządzenia Ministra Administracji i Cyfryzacji z dnia 12 lutego 2013 r. w sprawie bazy danych geodezyjnej ewidencji sieci uzbrojenia terenu, bazy danych obiektów topograficznych oraz mapy zasadniczej [11]. Na czas zawieszenia tego przepisu Główny Geodeta Kraju informuje, że zadania Służby Geodezyjnej i Kartograficznej, w szczególności dotyczące prowadzenia powiatowej i krajowej bazy danych geodezyjnej ewidencji sieci uzbrojenia terenu, bazy danych obiektów topograficznych o szczegółowości zapewniającej tworzenie standardowych opracowań kartograficznych w skalach 1:500-1:5000 oraz mapy zasadniczej, powinny być realizowane zgodnie z zapisami ustawy z dnia 17 maja 1989 r. - Prawo geodezyjne i kartograficzne [12]. W chwili obecnej trwają zaawansowane prace przy tworzeniu aktów prawnych przez organy państwowe, a opracowywane projekty rozporządzeń Ministra Administracji i Cyfryzacji w sprawie bazy danych obiektów topograficznych oraz mapy zasadniczej, a także w sprawie powiatowej bazy GESUT i krajowej bazy GESUT wraz ze zgłoszonymi na wszystkich etapach uwagami są publikowane na stronach Rządowego Centrum Legislacji, Ministerstwa Administracji i Cyfryzacji oraz Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii [GUGiK]. Wobec zaistniałej sytuacji prawnej - przy redakcji mapy do celów projektowych w praktyce geodezyjnej stosuje się oznaczenia i symbole ustalone przepisami dotyczącymi mapy zasadniczej i GESUT. Wynika to z faktu, że mapa do celów projektowych jest opracowaniem powstałym na bazie aktualnej mapy zasadniczej. W świetle rozporządzenia w sprawie mapy zasadniczej [11], mapa zasadnicza stała się więc standardowym opracowaniem kartograficznym. Można jednak zauważyć znaczne różnice w sposobach jej opracowywania, wynikające w głównej mierze z zastosowania różnego rodzaju oprogramowania.

W niniejszym artykule podjęto tematykę z zakresu ekonomicznego, technicznego i użytkowego aspektu wykorzystania programów geodezyjnych, stosowanych w grupie badanych firm geodezyjnych, do opracowania mapy do celów projektorych. Badania przeprowadzono w odniesieniu do czterech najczęściej stosowanych programów: MicroStation z nakładką MK2013 Power, C-Geo, EwMapa i MikroMap. Obszar badań został zawężony do terenu powiatu krakowskiego.

Głównym celem publikacji jest analiza możliwości technicznych wybranych programów geodezyjnych pod kątem spełniania wymogów formalnoprawnych importu oraz eksportu danych przestrzennych pomiędzy różnymi sys-

temami w formacie GML [10]. Od czasu informatyzacji zasobu geodezyjnego i kartograficznego pojawiały się w przepisach prawa dotyczących wymiany danych geodezyjnych, różne formaty, za pomocą których miały być przekazywane dane pomiędzy wykonawcami oraz Ośrodkami Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej. Dla celów niniejszej publikacji przeprowadzono monitoring rynku programów geodezyjnych wykorzystywanych do opracowania mapy do celów projektowych na terenie powiatu krakowskiego.

2. Sondaż rynku geodezyjnego

W celu wytypowania najczęściej używanych programów geodezyjnych na terenie powiatu krakowskiego, została przeprowadzona ankieta telefoniczna, zawierająca trzy zasadnicze pytania. Ankieta skierowana była do 30 losowo wybranych firm geodezyjnych. Wyniki ankiety miały posłużyć do oceny funkcjonalności programów przez praktykujących czynnie geodetów.

Zakres pytań ankietowych dotyczył następujących kwestii:

- nazw wykorzystywanych programów do kartowania map do celów projektowych,
- oceny poziomu ich użyteczności przez respondentów (w skali od 1 do 5),
- perspektyw zmian na inne oprogramowanie (jeżeli TAK, to na jakie).

Na potrzeby sondażu rynku geodezyjnego wybrano firmy o różnym stopniu rozwoju, od firm jednoosobowych do firm zatrudniających kilkunastu pracowników. Badania wykazały, że 40 % firm wykorzystuje program MicroStation, 17% firm wykorzystuje program C-geo, 13% program ewMapa, 10% program MicroMap, po 7% programy AutoCad oraz GeoKart, po 3 % programy GeoMap i TurboMap. Można więc stwierdzić, że MicroStation jest sprawdzoną, stabilną i wydajną platformą CAD, wykorzystywaną przez większość biur geodezyjnych w powiecie krakowskim (tabela 1).

Tabela 1. Wyniki sondażu

Table 1. Questionnaire results

NAZWA PROGRAMU WYKORZYSTYWANEGO DO OPRACOWANIA MAP DO CELÓW PROJEKTOWYCH								
Wyszczególnienie	**MicroStation**	**C-Geo**	**EwMapa**	**MikroMap**	**AutoCad**	**GeoKart**	**GeoMap**	**TurboMap**
LICZBA UŻYTKOWNIKÓW	12	5	4	3	2	2	1	1
ŚREDNIA OCEN	4,5	3,6	3,25	3	4,5	4	3	3
LICZBA DEKLARACJI ZMIAN OPROGRAMOWANIA	0	0	0	1	0		1	1

Na podstawie analizy wyników zawartych w tabeli 1 można zauważyć, że w 12 spośród 30 ankietowanych firm, do tworzenia mapy do celów projektowych wykorzystuje się program MicroStation firmy Bentley, do którego większość firm stosuje nakładkę MK2012 lub MK2013. Potwierdza to ogólny pogląd, że MicroStation jest sprawdzoną, stabilną i wydajną platformą CAD. Podobnie funkcjonującą platformą, działającą w środowisku CAD, jest program AutoCad. W badanej grupie zaledwie dwóch użytkowników zdeklarowało wykorzystywanie tego oprogramowania.

3. Charakterystyka porównawcza najczęściej używanych programów

Wytypowane w drodze przeprowadzonego sondażu programy geodezyjne można porównać pod względem technicznym, ekonomicznym i funkcjonalnym. W tabelach 2,3,4 przedstawiono zestawienie ich cech użytkowych według wybranych kryteriów porównawczych. Porównanie dotyczy czterech najbardziej popularnych programów wymienionych przez respondentów. Są to następujące programy: MicroStation+MK2013, C-Geo, MikroMap oraz EwMapa.

Tabela 2. Porównanie kosztów zakupu wybranych wersji grupy badanych programów

Table 2. Comparison purchase of selected versions of the programs examined group

NAZWA PROGRAMU WYKORZYSTYWANEGO DO OPRACOWANIA MAP DO CELÓW PROJEKTOWYCH				
Wyszczególnienie	**MicroStation +MK2013**	**C-Geo**	**MikroMap**	**EwMapa**
Producent	Bentley + GeoDeZy [13]	Softline [16]	Coder [14]	GEOBID [15]
Najnowsza wersja	MicroStation V8i + MK2013	C-Geo V 8.0	MikroMap 5.0	EwMapa 11
Koszt zakupu podstawowej pełnej wersji (ceny netto)	6330zł PowerSurvey + 2000zł MK2013	1200 zł (z modułem kalibracji rastra i z rocznym dostępem do aktualizacji)	200zł	4990 zł
Koszt zakupu najbardziej rozbudowanej wersji (cena netto)	MicroStation V8i + MK2013 20100zł +	5300zł (ze wszystkimi dostępnymi modułami)	400zł z wszystkimi modułami	EwMapa 11 FB 5290zł

NAZWA PROGRAMU WYKORZYSTYWANEGO DO OPRACOWANIA MAP DO CELÓW PROJEKTOWYCH				
Wyszczególnienie	**MicroStation +MK2013**	**C-Geo**	**MikroMap**	**EwMapa**
	2000zł			
Upgrade z wersji starszej	brak informacji	600zł upgrade C-Geo z edycji 2013 lub starszej do edycji 2015	różnica ceny/bezpłatnie	1890zł z wersji 10 2190zł z pozostałych wersji
Koszt aktualizacji (ceny netto)	brak informacji	200,00zł roczne wznowienie aktualizacji	bezpłatne	bezpłatne do danej wersji
Koszt nakładek/modułów (ceny netto)	MK2013 2000zł	łączny koszt 4100zł netto	każdy moduł 50zł, łącznie 200zł	brak nakładek
Ilość obsługiwanych stanowisk na 1 licencję/klucz	1	1	1 każde następne 50%ceny	klucze 1, 10 lub 50 stanowiskowe
Koszt klucza sprzętowego, ilość stanowisk (ceny netto)	jeden klucz, jedno stanowisko brak informacji o cenie	150zł umożliwia legalne przenoszenie C-Geo między komputerami bez dodatkowych licencji	kod odblokowujący dwa stanowiska, niejednocześnie używane	jednostanowiskowy klucz do programu EwMapa 990 zł
Wersja demo	tak - 30 - dniowa w pełni funkcjonalna	tak, 30-dniowa, okrojone możliwości	tak - 30 dniowa w pełni funkcjonalna	tak - ograniczenia na ilość danych

Z przeprowadzonej analizy porównawczej wynika, że najwyższe koszty dla firm, generuje zakup programu MicroStation z nakładką MK2013. Najtańszym oprogramowaniem jest MikroMap, ale jego możliwości techniczne są mniejsze.

W tabeli 3 przedstawiono analizę porównawczą możliwości technicznych grupy wybranych programów.

Na podstawie analizy porównawczej zawartej w tabeli 3 zauważyć można, że zarówno program MicroStation oraz C-Geo obsługują różne formaty plików, zarówno w zakresie eksportu jak i importu danych. Zaletą obu programów jest możliwość zastosowania na urządzeniach mobilnych.

Tabela 3. Porównanie możliwości technicznych grupy wybranych programów

Table. 3. Comparison of the technical possibilities groups selected programs

NAZWA PROGRAMU WYKORZYSTYWANEGO DO OPRACOWANIA MAP DO CELÓW PROJEKTOWYCH				
Atrybuty techniczne	**MicroStation +MK2013**	**C-Geo**	**MikroMap**	**EwMapa**
Częstotliwość aktualizacji	stale aktualizowany	stale aktualizowany	stale aktualizowany	stale aktualizowany
Polska wersja językowa/obcojęzyczna wersja	tak/tak	tak/nie	tak/nie	tak/nie
Przejrzystość interfejsu	przejrzysty, rozbudowany	rozbudowany, mało przejrzysty	przejrzysty, prosty	rozbudowany, przejrzysty
Wymagania sprzętowe minimalne	procesor: Pentium 900Hz, system operacyjny: Windows 2000/XP/Vista/7/8, Linux pamięć: 512MB, zalecane 1GB twardy dysk: 1GB urządzenie wskazujące: myszka	Windows XP/VISTA/7/8/ Linux. wymagania sprzętowe: Pentium IV, 2 GB RAM, Karta grafiki 512 Mb ram, 10 GB wolnego na twardym dysku na program	wymagania sprzętowe: 486 DX, 64 MB pamięci RAM, 8 MB wolnego miejsca na dysku. Program pracuje w środowisku Windows 98, NT, Me, 2000, XP/Vista/7/8	wymagania sprzętowe: można uruchomić na każdym komputerze z procesorem lepszym niż PIII 500MHz, system operacyjny: Windows 2000/XP/Vista/7/8
Możliwość instalowania nakładek/modułów	tak	tak	tak	nie
Formaty obsługiwanych plików - import	IGES, Parasolids,ACIS SAT, CGM, Step AP203/AP214, STL, CAD files, TerrainModel, Image, TXT	P89, Geo-Info, DXF, DWG, DGN /rdl95/SE/J/v7/v8, MapInfo 3.0, EwMapa, GRF, TXT, Tango, SHP, GEO-MAP, GML/XML + Leica (GSI) TOpcon (GTS, SSS), GPS GARMIN	DWG, DXF, DGN v7, EwMapa, TANGO, GEO-MAP, SWDE, SHP, TXT, P89, EWA	TXT, SHP, DXF
Formaty zapisu danych - eksport	DGN, DWG, DXF, IGES, Parasolids, ACIS SAT, CGM, Step Ap203/AP214,	P89, Geo-info, DXF, DWG, SVG, MapInfo, GDN v7, EWMapa, WMF,	DWG, DXF, DGN v7, EwMapa, TANGO, GEO-MAP,	TXT,SHP,DXF,HTML

NAZWA PROGRAMU WYKORZYSTYWANEGO DO OPRACOWANIA MAP DO CELÓW PROJEKTOWYCH				
Atrybuty techniczne	**MicroStation +MK2013**	**C-Geo**	**MikroMap**	**EwMapa**
	VRML, STL, SVG, Luxology, OBJ, FBX, SketchUp, Google Earth, Collada, U3D, JT	SWING, TXT, TANGO, SHP, GML/XML, + LEICA GSI,	SWING, SWDE,SHP, BMP	
Współpraca z tachimetrami, niwelatorami kodowymi, kontrolerami GPS i rejestratorami	nie	tak - Leica (GSI) Topcon (GTS, SSS), GPS GARMIN	nie	nie
Programy na urządzenia mobilne	tak	tak	tak	nie

Istotnym czynnikiem w analizie możliwości technicznych programów geodezyjnych jest wymóg importu oraz eksportu danych przestrzennych pomiędzy różnymi systemami w formacie GML [10]. Od czasu informatyzacji zasobu geodezyjnego i kartograficznego pojawiały się w przepisach prawa dotyczących wymiany danych geodezyjnych, różne formaty, za pomocą których miały być przekazywane dane pomiędzy wykonawcami oraz Ośrodkami Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej. Pierwszym z nich był powołany w 1995 roku standard SWING [6], który miał służyć wymianie danych przestrzennych. Format ten nie był jednak wystarczająco jednoznaczny i importy danych nie kończyły się powodzeniem.

Kolejnym, wprowadzonym w 1998 roku, był format TANGO. Nie był on formalnie przyjęty przez GUGiK, ale z powodzeniem funkcjonował jako format do wymiany danych przestrzennych. Zawierał odpowiednie odwołania, które w prawidłowy sposób implementowały wytyczne podane w Instrukcji K-1 oraz GESUT. Format ten w konsekwencji przyjęty został w wielu programach, co potwierdza również badanie ankietowe zawarte w tabeli 3.

W 2001 roku, wraz z wejściem w życie Rozporządzenia w sprawie EGiB [9], pojawił się Standard Wymiany Danych Ewidencyjnych SWDE. Schemat ten również zastosowany został w wielu programach geodezyjnych i dobrze sprawdził się jako podstawa przy tworzeniu systemów LPIS oraz IPE. Format SWDE został poszerzony do wersji SWING 3.0 i miał służyć do wymiany danych dla baz SIT, SIP oraz GIS. Standard ten przenosił elementy redakcyjne mapy, był często wykorzystywany w praktyce, a w 2006 roku powstały wytyczne techniczne do wymiany danych ewidencyjnych również w trybie różnicowym [8].

W konsekwencji powstawania kolejnych specyficznych formatów do wymiany danych, rozpoczęto prace nad zastosowaniem formatu danych XML, który jest naturalnym formatem do wymiany danych w sieci WWW, jako uniwersalnego formatu, który mógłby służyć również geodezji. Językiem opartym na XML, służącym do opisu danych przestrzennych, jest obowiązujący w obecnych przepisach GML - Geography Markup Language: *"(...) reprezentacja XML służąca do transportu i przechowywania informacji geograficznej łączącej zarówno właściwości przestrzenne jak i nieprzestrzenne obiektów geograficznych (...)"* [6]. Standard ten jednak do dnia dzisiejszego praktycznie nie służy wymianie danych pomiędzy wykonawcami i ODGiK. Jak wykazano w [5] model ma wiele wad, do których należy zaliczyć: brak możliwości przenoszenia elementów redakcyjnych, model jest mało czytelny, model funkcjonował wyłącznie w sferze teoretycznej i istnieją spore trudności związane z zapisem informacji o wielu obiektach, problemy z zapisem geometrii.

Obecnie brak jednoznacznego sposobu zapisu danych przestrzennych oraz programu które w sposób pełny umożliwiałby wymianę danych w formacie GML pomiędzy ODGiK, a wykonawcą. Częściowo wymóg ten spełnia EwMapa, jednakże do zapisu i odczytu danych przestrzennych w formacie GML konieczne jest posiadanie tego programu. W tej sytuacji na dzień dzisiejszy wymiana danych następuje w większości przypadków zgodnie z §70.6 [10] w *"(...) innym formacie uzgodnionym między wykonawcą a organem prowadzącym PZGiK"*.

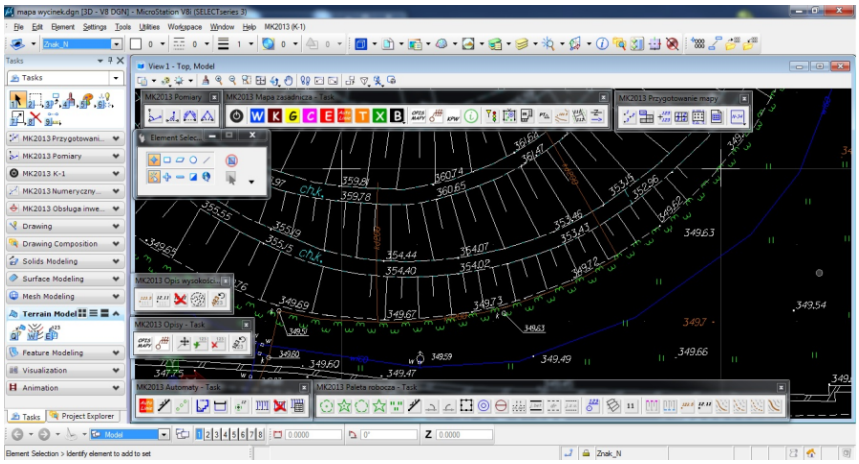
Tabela 4. Porównanie możliwości użytkowych (praktycznych) grupy wybranych programów

Table 4. Comparison of capabilities usable (practical) group of selected programs

Wyszczególnienie	**MicroStation MK2013**	**C-Geo**	**MikroMap**	**EwMapa**
Czas opracowania mapy syt-wys	1h	3h	2,5h	5h, (konieczność utworzenia bazy danych obiektów przestrzennych, a w następnej kolejności istnieje możliwość generowania mapy)
Intuicyjność obsługi (skala od 1-5)	5	4	3	3
Pomoc techniczna	On-line/ telefoniczna	On-line/ telefoniczna	On-line	On-line/ telefoniczna
Instrukcja obsługi	MicroStation V8 - 120 str pdf MK2013 - instrukcja w zakładce pomoc	szczegółowa pdf 220str	szczegółowa 109str. Word 97	szczegółowa instrukcja 211str pdf + podręcznik EWmapa 189str pdf
Szkolenia	Szkolenia z obsługi oprogramowana	Zestaw ćwiczeń dla początkujących, dział wsparcie	Brak	Szkolenia z obsługi

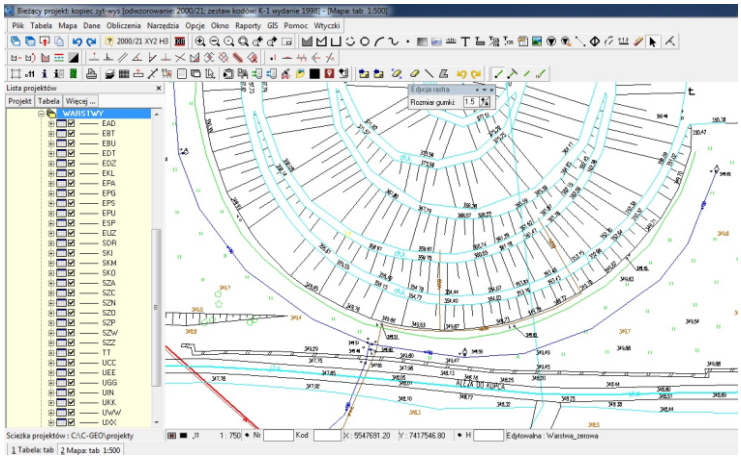
Z zawartej w tabeli 4 analizy porównawczej wynika, że mapę do celów projektowych danego obiektu wykonać można w najkrótszym czasie w programie MicroStation + MK2013.

Na kolejnych rysunkach (1,2,3,4) przedstawiono fragmenty mapy dla tego samego obiektu (Kopiec Józefa Piłsudskiego w Krakowie) wykonane w programach: MicroStation, C-Geo, MikroMap, EwMapa.



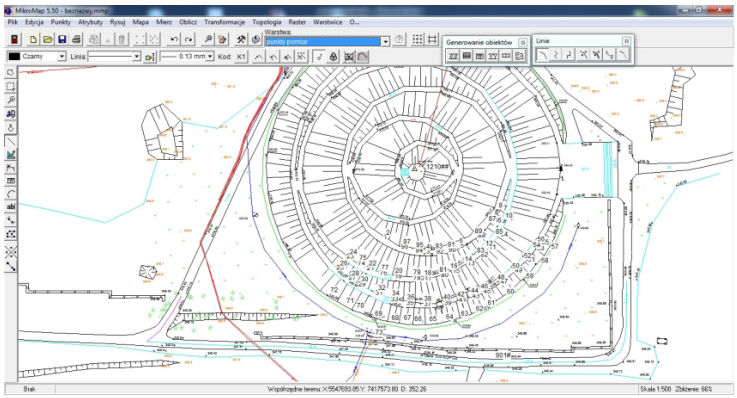
Rys.1. Fragment mapy wykonanej w programie MicroStation

Fig. 1. A fragment of a map developed in MicroStation program



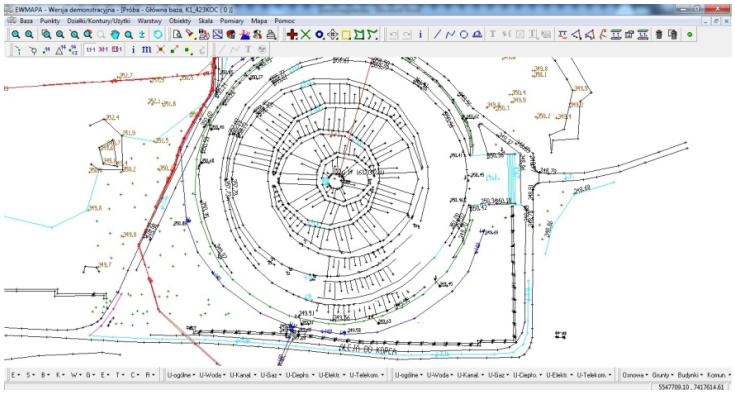
Rys.2. Fragment mapy wykonanej w programie C-Geo

Fig. 2. A fragment of a map developed in C-Geo program



Rys. 3. Fragment mapy wykonanej w programie MikroMap

Fig. 3. A fragment of a map developed in MikroMap program



Rys. 4. Fragment mapy wykonanej w programie EwMapa

Fig. 4. A fragment of a map developed in EwMapa program

Tabela 5. Zestawienie zalet i wad grupy wybranych programów, w ocenie użytkowników

Table 5. Selection of the pros and cons of a group of selected programs, the evaluation users

	Zalety	**Wady**
MicroStation +MK2013	- przejrzysty i intuicyjny interfejs - liczne funkcje usprawniające kartowanie - rozbudowane opcje rysowania, - możliwość dostosowania funkcji do własnych potrzeb - liczne nakładki usprawniające pracę	- wysoka cena - duże wymagania sprzętowe
MikroMap	- prosty i przejrzysty interfejs - łatwa obsługa - niska cena	- brak funkcji rozwiązywania typowych zadań geodezyjnych - kłopotliwa technika rysowania - niewielkie możliwości

C-Geo	- przystępna cena, - obliczenia i kartowanie mapy w jednym programie - szkolenia z zakresu obsługi	- mało przejrzysty interfejs - błędy przy imporcie plików dgn, dxf, dwg - obciążony zbędnymi funkcjami
EwMapa	- przejrzysty i rozbudowany interfejs - duża ilość narzędzi graficznych - możliwość wykonywania analiz przestrzennych	- kartowanie mapy czasochłonne, gdyż w pierwszej kolejności należy utworzyć bazę danych obiektów przestrzennych, a w następnej kolejności istnieje możliwość generowania mapy - ograniczenia wersji demonstracyjnej

4. Podsumowanie

Zmieniająca się w szybkim tempie technika i technologie wykonywania pomiaru geodezyjnego wymagają od autorów oprogramowania branżowego ciągłych zmian w kierunku dostosowywania do potrzeb rynku [1], [2], [3], [4]. Dodatkowym czynnikiem wymuszającym tempo zmian jest systematyczny proces regulacji prawnych, w zakresie standardów technicznych, odnośnie warunków przeprowadzania pomiarów, wynikający z nowelizacji ustawy prawo geodezyjne i kartograficzne [12] oraz przepisów wykonawczych.

W oparciu o dane ankietowe przeprowadzono sondaż rynku geodezyjnego w zakresie najczęściej używanych programów. W celu sprawdzenia użyteczności tych programów wykonano mapy obiektu wielkokubaturowego. Program MicroStation z nakładką MK2013 okazał się najbardziej użyteczny. Pozwala on na wykonanie mapy w najkrótszym czasie. Z kolei, pod względem intuicyjności i komfortu obsługi, w grupie badanych programów wyróżnić należy program MikroMapa. Również w opinii respondentów został on wysoko oceniony, ze względu na łatwość obsługi i stosunkowo niską cenę. Najniżej oceniono programy C-Geo i EwMapa.

Analiza porównawcza wykazała, że najpopularniejszym i najbardziej użytecznym programem wykorzystywanym w kameralnym opracowaniu map do celów projektowych, przez firmy geodezyjne na terenie powiatu krakowskiego, jest program MicroStation z nakładką MK2013. Przez grupę badanych firm geodezyjnych został on wysoko oceniony. Zalety programu podkreśla fakt, iż żadna z badanych firm nie deklaruje wymiany tego oprogramowania na inne. Można więc domniemywać, że wszyscy użytkownicy są usatysfakcjonowani z walorów technicznych i użytkowych tego programu. Jako wadę tego programu, respondenci podają wymagania sprzętowe, co w konsekwencji generuje wyższe koszty przygotowania stanowiska pracy, mając dodatkowo na względzie wysoką cenę samego oprogramowania.

Pod względem walorów użytkowych program MicroStation zyskał najwyższą ocenę wśród badanych firm, głównie ze względu na szerokie możliwości rysowania i modyfikacji map. Żaden z pozostałych testowanych programów nie dawał porównywalnych rezultatów. Z kolei, pod względem intuicyjności

i komfortu obsługi, w grupie badanych programów, wyróżniono program MikroMapa. Najniższą ocenę natomiast zyskały programy C-Geo i EwMapa.

Przeprowadzona analiza wykazała elastyczność rynku geodezyjnego w zakresie dostosowywania programów branżowych do potrzeb użytkownika. Większość z nich to produkty niosące ze sobą wymierne i porównywalne efekty w zakresie tworzenia map. Różnią się jednak one ceną, możliwościami i komfortem pracy. Są to główne czynniki które musi dostosować indywidualnie każdy potencjalny nabywca. Problemem jednak okazuje się brak odpowiednich sformułowań prawnych w zakresie jednoznacznego sposobu zapisu danych przestrzennych oraz programu który w sposób pełny umożliwiałby wymianę danych w formacie GML pomiędzy ODGiK, a wykonawcą.

Literatura

[1] Czarnecki K.: Geodezja współczesna w zarysie, Wiedza i Życie, Warszawa 1996.
[2] Cymerman M.: Kontrola dokumentacji technicznej w ODGiK zgodnie z nowymi przepisami, Nowa Geodezja w Praktyce, Nr 2/2012.
[3] Cymerman M.: Pomiary sytuacyjne i wysokościowe zgodnie z nowym rozporządzeniem, Nowa Geodezja w Praktyce, Nr 1/2012.
[4] Hycner R., Hanus P.: Wykonawstwo geodezyjne, Gall, Katowice 2007
[5] Izdebski W.: http://www.izdebski.edu.pl/kategorie/Publikacje/ 2013_GML_ Waldemar_Izdebski.pdf [dostęp 3 marca 2015r.]
[6] Iwaniak K: http://konferencjagml. kondor.pl/prezentacje/ 01_Iwaniak_ GML_w_praktyce_geodezyjnej.pdf, [dostęp 10 marca 2015r.].
[7] Jagielski A.: Geodezja I, Wydanie 2, Geodpis, Kraków 2005.
[8] Miksa K.: Wytyczne techniczne modułu wymiany danych ewidencyjnych (export-import) w formacie SWDE/SWING w tym w trybie różnicowym, Załącznik nr 1 do „Warunków technicznych", Opracował mgr inż. Krzysztof Miksa na zlecenie Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii, Departamentu Katastru i Państwowego zasobu Geodezyjnego i Kartograficznego, Warszawa 2006.
[9] Rozporządzenie Ministra Rozwoju Regionalnego i Budownictwa z dnia 29 marca 2001 r. w sprawie ewidencji gruntów i budynków (Dz.U. 2001 nr 38 poz. 454).
[10] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 9 listopada 2011 r. w sprawie standardów technicznych wykonywania geodezyjnych pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych oraz opracowywania i przekazywania wyników tych pomiarów do państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego (Dz.U. 2011 nr 263 poz. 1572).
[11] Rozporządzenie Ministra Administracji i Cyfryzacji z dnia 12 lutego 2013 r. w sprawie bazy danych geodezyjnej ewidencji sieci uzbrojenia terenu, bazy danych obiektów topograficznych oraz mapy zasadniczej (Dz.U. 2013 poz. 383).
[12] Ustawa z dnia 17 maja 1989 r. - Prawo geodezyjne i kartograficzne (Dz. U. z 2010 r. Nr 193, poz. 1287, z późn. zm.).
[13] http://www.geodezy.com.pl
[14] http://www.coder.atomnet.pl
[15] http://geobid.pl
[16] http://softline.xgeo.pl

MONITORING OF THE SURVEYING SOFTWARE MARKET WITH FOCUS ON APPLICATIONS USED TO DEVELOP MAPS FOR DESIGN PURPOSES IN THE DISTRICT OF KRAKOW

S u m m a r y

This article presents an economic, technical and user's aspect of the use of software applications for one of the most frequently developed surveying, developing maps for design purposes. The study covered the four most commonly used programs: MicroStation with the overlay MK2013, C-Geo, EWMAPA and MikroMap. The choice of programs was based on the results of surveys conducted among a random sample of 30 companies operating in the district of Krakow. The evaluation the usefulness of the named programs was based on the topographic measurements of a selected large-area object. The data presented as terrain coordinates of points was collected in the field using the latest measurement technologies. The overall aim of the study was an attempt to verify the possibility of using these programs according to the requirements given to surveying contractors by the Geodesic and Cartographic Documentation Centers. The whole issue was examined in the context of the current regulations concerning the master map updates.

Keywords: map for design purposes, surveying software applications

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.156

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 315-324

Witold NIEMIEC[1]
Feliks STACHOWICZ[2]
Tomasz TRZEPIECIŃSKI[3]
Leszek KĘPA[4]
Marek DZIURKA[5]

SMALL-SCALE HARVESTING MACHINERY FOR SHORT ROTATION WILLOW COPPICE

Mechanization in the harvesting of short rotation willow coppice is a pre-requisite for the areal expansion of short rotation coppice cropping. In the article new machines for small-sized plantations of energetic plants have been presented. The prototypes of machines were manufactured by R&D Centre INVENTOR sp z .o.o and SIPMA S.A in Lublin in cooperation with the Rzeszow University of Technology. The advantage of proposed solutions is their uncomplicated construction which is connected with low production cost and simple machine operation. The energy-crop harvesting machines are competitive with the world's leading manufacturers of machinery. The chipping units of front mounted harvester and side harvesting machines are power-take-off driven. The cutting header for the harvesters uses circular saws driven by hydraulic engines.

Keywords: biomass harvesting, willow, harvester, RES, short rotation coppice

1. Introduction

Short rotation coppice (SRC) refers to a fast-growing, high yielding woody crop that is harvested every two to five years [19]. The short rotation term means the harvesting frequency: every 2-3 years. The two dedicated SRC crops

[1] Witold Niemiec, Rzeszow University of Technology, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651504, wniemiec@prz.edu.pl.
[2] Feliks Stachowicz, Rzeszow University of Technology, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651538, stafel@prz.edu.pl.
[3] Autor do korespondencji/Corresponding author: Tomasz Trzepieciński, Rzeszow University of Technology, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. 17 8651714, tomtrz@prz.edu.pl.
[4] Leszek Kępa, SIPMA S.A., ul. Budowlana 26, 20-469 Lublin, tel. 81 7445071, info@sipma.pl
[5] Marek Dziurka, R&D Centre INVENTOR sp. z o.o., ul. Ciepłownicza 4, 20-469 Lublin, tel. 81 4414146, mdziurka@rndcentreinventor.pl.

belong to the plant family *Salicaceae* and include genera: poplar and willow. The average commercial willow yields of 8-10 over dry tonnes per hectare per year are attainable in Europe and generally is greather in the second harvest rotation compared to the first due to overall increase in shoots per stool and stem diameter between harvests [1, 19].

Willow in SRC should be harvested during the period between leaf fall and emergence, when the moisture content of the wood is about 55% [16, 19]. Willow reaches optimal yield under a 3-year cutting rotation. In general three harvesting methods have been identified:

- chip harvesting (cut-and-chip method) using tractor-mounted equipment or self-propelled machines,
- billet harvesting (cut-an-billet method): manually using stationary equipment, or using self-propelled big machines, such as Austoft 8800,
- whole-shoot harvesting: using tractor-drawn equipment or self-propelled machines; manually or motor-manually, using chainsaw or brush cutter.

Although different biomass harvesters have already been developed, mainly two harvesting approaches have been developed for short rotation woody crops, i.e. the harvest-and-chip system [17] and the harvest-and-storage system [13, 14]. Tractor-mounted cut-and-chip equipment is cheaper that self-propelled harvesters, but has a lower productibility. They are equipment with a different cutting headers, usually disc saws. A cut-and-chip machine can use a tractor-trailer, which travels alongside the harvester. Chips produced using cut-and-chip methods are unsuited for long term storage because of very wet [3]. Self-propelled harvesters tend to be much heavier that tractor-mounted machines. This can pose problems of soft terrain, where machines compress the top soil. In these conditions, the harvesters with caterpillar tracks can be used. The machines for cut-and-billet systems are capable of producing standard 50 mm chips or by removing some of the knifes and lowering the drum speed, even 200 mm billets [3].The advantage of this method is that larger particle size is easier to store and dry. The long billets can be re-chipped before they can be used in small-scale boilers.

In the article new machines for small-sized plantations of energetic plants have been presented. The prototypes of front and side harvesting machines were manufactured by R&D Centre INVENTOR sp. z o.o. and SIPMA S.A. in Lublin in cooperation with the Rzeszow University of Technology. The brief description of our previous work focused on development of new machines for small-scale willow plantations is also presented.

2. Development of cut-and-billet machinery

Analysis of properties of different types of renewable energy sources (RES) presented by Trzepieciński et al. [18] lead to a conclusion that woody biomass in East-Central Europe is a RES type characterized by the best synthetic technical and operating parameters. Intensive breeding programs of willow production re-

sulted in high production rates for a wide range of climates within the EU. An increase of the amount of energetic plant plantation causes the necessity of exploration of new technologies allowing efficient harvesting and further their processing. The deficiency of specialized machines adapted to arable area and their high cost are the following obstacles indicated by potential small producers of biomass which is pointed out by Niemiec et al. [5, 7]. Among the various crops, especially SRC regarded as a strategic resource of wood products are fast-growing and high-yielding species which can be managed as a coppice system [15]. Short rotation coppice is a very extensive form of land management in comparison to conventional agriculture, as crops that are harvested in a 2-4 year cycle.

Machines destined for operation in small and medium-sized plantations of energetic plants are characterized by simple construction and they do not require highly skilled workers. In the case of establishing, protective treatments, logging and processing of the biomass in plantation of the energetic plants the farm tractors are basic prime mowers of specialized machines. The majority of developed machines are mounted on a farm tractor using levers of toolbar assembly. For small-scale usage, the whole-shoot cutting method is probably the best. Alternatively for small-scale use, the cut-and-chip method can be used but drying chip requires special dryer and it is very expensive.

Different harvesting machines have already been developed [5-7, 11], mainly two harvesting approaches have been developed for short rotation woody crops, i.e. the stationary billeting system (Fig. 1a) [8] with feeding assembly (Fig. 1b) [9] and harvest-and-billet system (Fig. 2) [10]. In both cases billets are produced from wet stems, collected in an attached trailer or stored as wet chips.

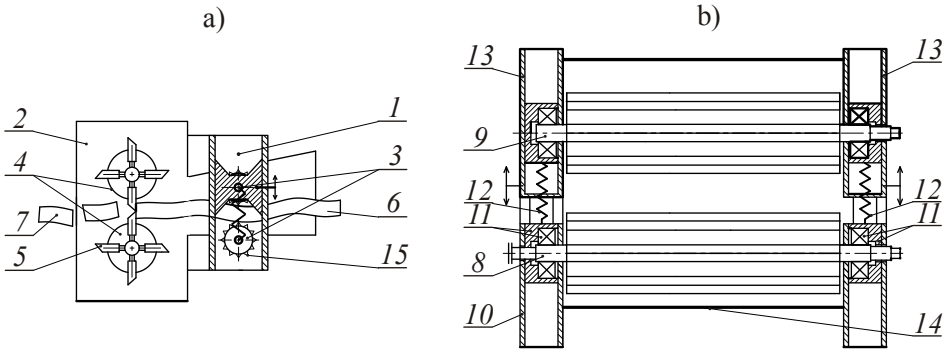


Fig. 1. The chipping (a) and feed (b) assemblies: 1 - feeder, 2 - cutting unit, 3 - feed shafts, 4 - cutting heads, 5 - knife, 6 - stem, 7 - billet, 8 - driving shaft, 9 - clamping shaft, 10 - frame, 11 - unit of bearing and unidirectional clutch, 12 - compression springs, 13 - guides, 14 - guard, 15 - toothed blade

Rys. 1. Rozdrabniarka (a) podajnik (b) schemat montażowy: 1 - podajnik, 2 – jednostka tnąca, 3 –wał podajnika, 4 - głowice tnące, 5 - nóż, 6 - łodyga, 7 - ścinki, 8 – wał napędzający, 9 - wał dociskający, 10 - rama, 11 – mechanizm łożyskowy i sprzęgło przeciwkierunkowe, 12 – sprężyny dociskowe, 13 - obudowa, 14 - osłona, 15 – ostrza zębate

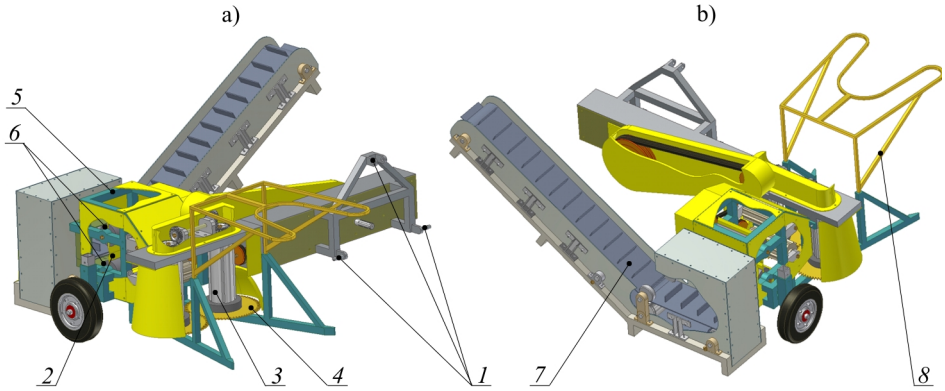


Fig. 2. The in-front (a) and back (b) views of the cut-and-billet harvester model with belt conveyor : 1 - levers of toolbar assembly, 2 - knife, 3 - drum, 4 – circular saw, 5 - billeting assembly, 6 – billeting heads, 7 – belt conveyor, 8 – guiding arm

Rys. 2. Widok z przodu (a) i z tyłu (b) modelu kombajnu koszące – rozdrabniającego z taśmociągiem: 1 – uchwyt mocujący, 2 - nóż, 3 - bęben, 4 – piła tarczowa, 5 – zbiornik na ścinki, 6 – głowica rozdrabniająca, 7 – przenośnik taśmowy, 8 – rama prowadnicy.

The machine should be mounted in front of medium-sized standard tractors (minimum 60kW). In the crop season the harvester will allow to make the harvest of ligneous biomass possible and in the residual period it may be used as a stationary chipper of branches and logs. The cutting and billeting units are PTO driven. Alternatively the circular saws can be driven by hydraulic engines. The advantage of the larger particle size of billets in cut-and-billet system is that the material is easier to store and dry, because the piles are much more open to natural ventilation. On the other hand, the fuel is generally not suited for small-scale boilers. The 200 mm billets have to be re-chipped before they can be used as fuel. The cut-and-billet method is more economic, because billets dry much easier than chip. Furthermore, the billets can be used directly in the single-family housing for heating destinations.

3. Prototypes of cut-and-chip harvesters

The results of cooperation of Rzeszow University of Technology and SIPMA joint-stock company, one of the leading manufacturer of agricultural machines in Poland are a series of harvesters for short rotation willow coppice. The both of one-row (Fig. 3a-b) and two-rows (Fig. 4a) harvesters are a side-operating and tractor-pulled single-pass cut-and-chip harvesters. The harvester should be accompanied by an additional, separate tractor–trailer combination to collect the chips. The machines are destined to work on the plantations where the rows are planted at 0.75 m between rows. The header attachment for the "HERO" series harvesters uses circular saws mounted in a horizontal plane to cut short rota-

tion crops. The circular saws (Fig. 4b) with diameter of 0.4 m are driven by the HPL MA2 hydraulic engines controlled by electric-hydraulic distributor. The hydraulic engine drive of saws is a much simpler than structure of the mechanical gears that transmitted the power from power-take-off (PTO) to circular saw. Hydraulic drive is characterized by high flexibility that fully eliminates failures due to overloading of the cutting head. Operating speed of the machine is 6 km h^{-1} and the rotational speed of the circular saw is equal to n = 2100 rev.·min^{-1}. Use cutting system with carbide-tipped circular saw blades not lead to negative tearing fibrous tissue and bark of stems (Fig. 5). However the carbide blades were vulnerable to rocks and had to be replaced after approximately 10 ha [4]. Feeder drums located vertically over the saw blades rotate at approximately 160 rev.·min^{-1} to actively collect and feed the crop back into the harvester's throat. The header has four horizontally mounted feed rollers (Fig. 6) that help feed cut stems back into the chipping unit. The two front rear feed rollers in the header grab the crop and draw it back toward the feed roller module of the harvester. The lower front feed roller in the header has deep paddles on it to help flip the base of each stem up into the two feed rollers behind it that are spring loaded. The harvesters are equipped with a PTO driven drum type chipper. Four knives are mounted on the rotor.

Many elements of both single- and double-row machine are hydraulically driven, i.e.:
- the discharge pipe tilt mechanism,
- the lid tilt mechanism,
- the system of angular adjustment of bar position,
- the control system of cutting height,
- circular saw drive.

All the mentioned mechanisms are controlled by waterproof mobile control panel located in the cab.

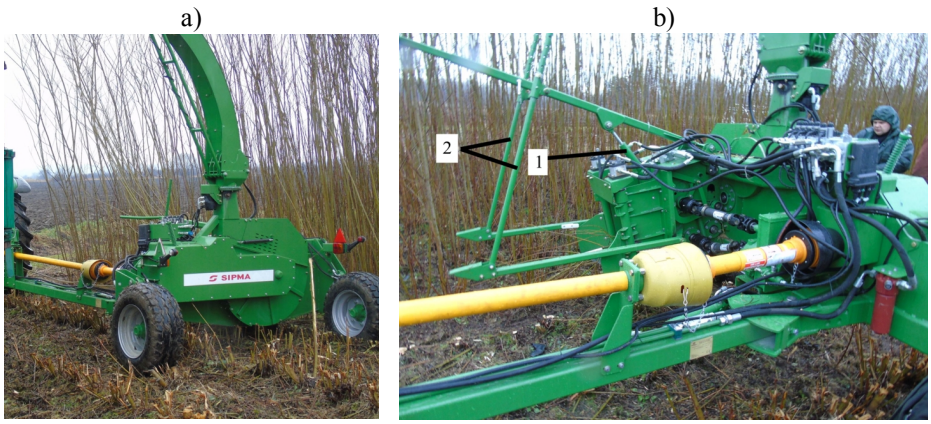


Fig. 3. Prototype of one-row side-operating SIPMA SR 1010 HERO harvester: a) back view, b) front view

Rys. 3. Prototyp jednorzędowego kombajnu bocznego SIPMA SR 1010 HERO: a) widok od tyłu, b) widok z przodu

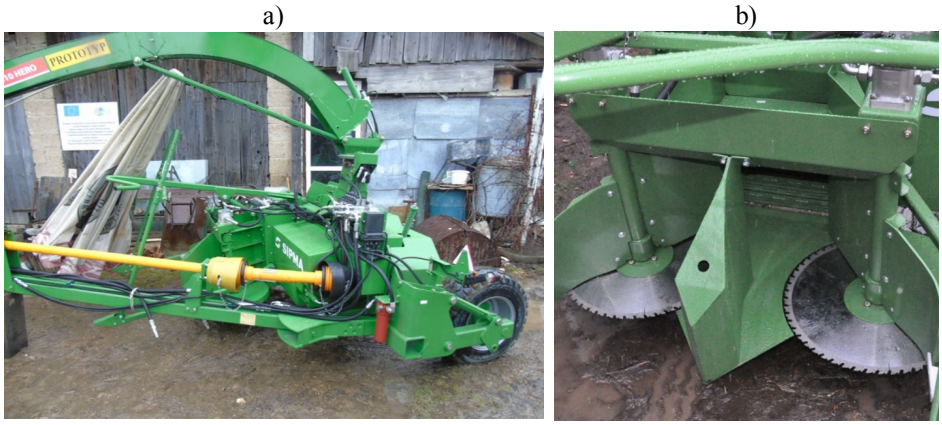


Fig. 4. Prototype of two-rows side-operating SIPMA SR 2010 HERO harvester (a) and cutting system (b)

Rys. 4. Prototyp dwurzędowego kombajnu bocznego SIPMA SR 2010 HERO (a) i moduł tnący (b)



Fig. 5. View of the cut shoots

Rys. 5. Widok ściętych pędów

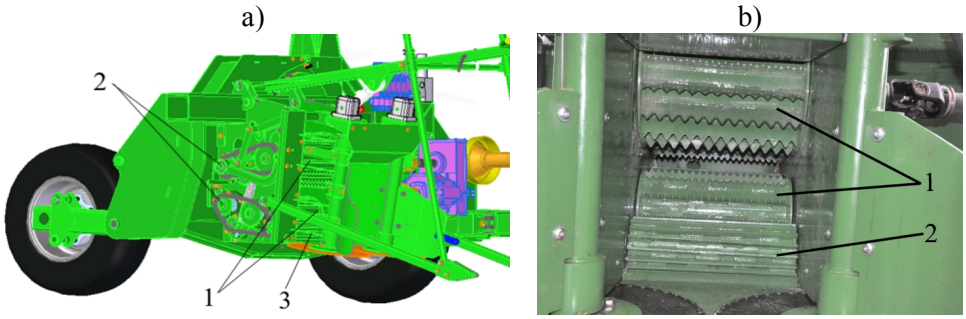


Fig. 6. Drive mechanism (a) and woody crop feeding system (b) of SIPMA "HERO" serie harvesters: 1- chain transmission, 2 – rear feedrolls, 3 – upper fore feedroll, 4 – lower rear feedroll

Rys. 6. Mechanizm napędowy (a) i system zbioru i cięcia drewna (b) kombajnu serii SIPMA "HERO": 1- przekładnia łańcuchowa, 2 – rolki podajnika, 3 – przednie górne rolki, 4 – dolne tylne rolki

Chip size distribution is therefore the best indicator of how a chipper performs in terms of product quality [15]. The polish standard PN-91/D-95009 [12] determines the terms of chips harvesting in polish forests. The chips humidity is not standardized. Fuel wood chips dimensions are limited to 50 mm, however not less than 90% of the chips should not exceed 40 mm in size. In the case of storage, too excessive fragmentation of chips in combination with high humidity is disadvantageous because of the possibility of the digestion of stored chips. The presence of oversize particles may prevent use in small and medium-size plants, those that generally offer the best price opportunity [2]. Hovewer, very fine chips are known to store poorly [15]. The size distribution of the willow chips (Fig. 7) meet the geometric requirements of fuel wood chips. The major fraction of crop are chips with length of about 35-45 mm. This confirmed the proper synchronization of feeding speed and rotational speed of the drum chipper.



Fig. 7. Example of wood chips from willow harvested with the prototype

Rys. 7. Przykład zrębek z wierzbiny zebranej z prototypem kombajnu

The field tests confirmed that prototypes of willow harvesters meet the main design guidelines, i.e.:

- machines provide handling of at least 3 year-old willow with maximal stem diameter of shrub equals of 70 mm,
- to drive the harvesters required tractor power does not exceeded approximately 120 kW,
- the drum type chipper can produce chips that are up to 35-50 mm long,
- effective material capacity is equal to 30 Mg per hour,
- prototypes should meet the requirements of road traffic act,
- the performance objectives of the harvesting platform include the ability to harvest willow coppices containing stems up to 120 mm in diameter,
- harvesters are equipped in centrifugal discharge pipe allowing directional transport of chips at the distance of 5 m into a trailer.

4. Summary

Machines destined for operation in small and medium-sized plantations of energetic plants are characterized by simple construction and they do not require highly skilled workers. In the case of establishing, protective treatments, logging and processing of the biomass in plantation of the energetic plants the farm tractors are basic prime mowers of specialized machines. The prototypes of machines developed by SIPMA S.A. and R&D Centre Inventor Sp. z o.o are mounted at the back of a typical farm tractor and the chipping unit is PTO driven. The width both of prototypes meet the requirements of road traffic act. The circular saws are driven by the hydraulic engines controlled by electric-hydraulic distributor. The hydraulic engine drive of saws is a much simpler than structure of the mechanical gears that transmitted the power from PTO to circular saw. Furthermore, hydraulic drive is characterized by high flexibility that fully eliminates failures due to overloading of the cutting head. Because the speed of tractor-machine arrangement can be changed depending on the field conditions, therefore, the use of a hydraulic engine controlled by electric-hydraulic distributor, will allow for optimum selection of the saws angular velocity so that the circumferential speed is higher than the speed of the farm tractor.

Literatura

[1] Berhongaray G., Kasmioui O.E., Ceulemans R.: Comparative analysis of harvesting machines on an operational high-density short rotation woody crop (SRWC) culture: One-process versus two-process harvest operation, Biomass and Bioenergy, vol. 58, 2013, pp. 333-342.

[2] Hakkila P.: Forest chips as a fuel for heating plants in Finland, Folia Forestalia Polonica, no. 586, 1984, pp. 1-62.

[3] Kofman D.K.: Harvesting short rotation coppice willow, Harvesting, no. 29, 2012, pp. 1-4.

[4] Lechasseur G., Savoie P.: Cutting, bundling and chipping short-rotation willow. Paper No. 05-080, 2005. http://www.csbe-scgab.ca (dostęp 05.03.2015)

[5] Niemiec W., Stachowicz F., Szewczyk M., Trzepieciński T., Production technology and management of energetic plants with lignified shoots. Econtechmod: An International Quaterly Journal on Economics of Technology and Modelling Processes, vol. 1, no 2, 2012, pp. 31-34.

[6] Niemiec W., Stachowicz F., Trzepieciński T.: New ways in harvesting and processing of woody biomass, Proceedings of 6th International Symposium on Exploitation of Renewable Energy Sources and Efficiency, March 27-29, Subotica, 2014, pp. 58-61.

[7] Niemiec W., Stachowicz F., Szewczyk M., Trzepieciński T.: Technological progress in production, logging and processing of the biomass, SSP - Journal of Civil Engineering, vol. 6, no. 2, 2011, pp. 85-92.

[8] Niemiec W., Skiba S., Ślenzak W.: Wood cutter, utility model W-116926, 2007 (in Polish).

[9] Niemiec W., Skiba S., Stachowicz F.: Feeding assembly for wood cutter, utility model W-119154, 2010 (in. Polish).

[10] Niemiec W., Skiba S., Stachowicz F., Trzepieciński T.: Harvester for crop and chipping of ligneous stems of energy plants and branches, utility model W-119895, 2011 (in Polish).

[11] Niemiec W., Stachowicz F., Szewczyk M., Trzepieciński T.: Technology of biomass utilization in small-sized farms, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59, nr 283, 2012, s. 493-500 (in Polish).

[12] PN-91/D-95009 - Raw wood. Forestry chips (in Polish).

[13] Schweier J., Becker G.: Harvesting of short rotation coppice - harvesting trials with a cut and storage system in Germany, Silva Fennica, vol. 46, 2012, pp. 287-299.

[14] Schweier J., Becker G.: New Holland forage harvester's productivity in short rotation coppice: Evaluation of field studies from a German perspective, International Journal of Forest Engineering, vol. 23, no. 2, 2012, p. 82-88.

[15] Spinelli R., Hartsough B.R., Magagnotti N.: Testing mobile chippers for chip size distribution, Journal of Forest Engineering, vol. 16, no. 2, 2005, pp. 29-35.

[16] Spinelli, R., Nati, C., Magagnotti, N.: Harvesting short-rotation poplar plantations for biomass production, Croatian Journal of Forest Engineering, vol. 29, 2008, pp. 129-139.

[17] Spinelli R., Nati C., Magagnotti N.: Using modified foragers to harvest short-rotation poplar plantations, Biomass Bioenergy, vol. 33, no. 5, 2009, pp. 817-821.

[18] Trzepieciński T., Niemiec W., Stachowicz F.: Wybrane problemy projektowania kosiarek do ścinania drzewiastych roślin i pielęgnacji terenów zieleni, Technika Rolnicza Ogrodnicza Leśna, nr 1, 2013, s. 13-15.

[19] Wickham J., Rice B., Finnan J., McConnon R.: A review of past and current research on short rotation coppice in Ireland and abroad, Coford, Dublin 2010.

Acknowledgment

The research leading to these results has received funding from the Operational Programme - Innovative Economy 2007-2013 within the measure 1.4 "Support for implementation of results of R&D works".

MAŁOSKALOWE MASZYNY DO ZBIORU PLONU Z ZAGAJNIKÓW WIERZBY O KRÓTKIEJ ROTACJI

S t r e s z c z e n i e

Mechanizacja zbioru plonu z zagajników wierzby o krótkiej rotacji jest warunkiem wstępnym do rozrastania się powierzchni upraw o krótkiej rotacji. W artykule przedstawiono nowe maszyny przeznaczone dla małych obszarowo plantacji roślin energetycznych. Prototypy maszyn zostały wyprodukowane przez firmy R&D Centre INVENTOR sp. z o.o. and SIPMA S.A. z siedzibą w Lublinie we współpracy z Politechniką Rzeszowską. Zaletą proponowanych rozwiązań jest ich nieskomplikowana konstrukcja w połączeniu z niskim kosztem wytwarzania oraz prostotą obsługi. Maszyny do zbioru plonu z upraw energetycznych są konkurencyjne cenowo w stosunku do maszyn światowych producentów. Zespół rozdrabniający maszyn znajduje się z przodu lub z boku kombajnów i jest napędzany wałkiem odbioru mocy ciągnika. W skład głowicy ścinającej kombajnów wchodzą piły tarczowe napędzane silnikami hydraulicznymi. Przedstawiono również podstawowe parametry trzech prototypów maszyn.

Słowa kluczowe: zbiór biomasy, wierzba, kombajn, OZE, zagajnik o krótkiej rotacji

Przesłano do redakcji:15.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.157

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 325-336

Zdzisław PISAREK[1]

ANALYTICAL MODEL END PLATE BOLTED JOINT UNDER BENDING MOMENT AND AXIAL FORCE LOAD

In typical buildings with steel-concrete composite floors, joints are designed to transmit only hogging bending moment. In case of the large horizontal loads due to wind, earthquake or accidental events, sagging bending moments in the joint and not to neglect axial force can also occur. Additionally, large deformations of the structure cause tying and prying effects. The joints loaded in this way are changing their characteristics, and their strength for the bending moment is decreased.

In global analysis of the structures, the accurate knowledge of the characteristics of the joints allows for determine accurate internal forces in the structural elements. Procedures presented in literature and standards [1] allow for appointing of characteristics of the joint only for bending moment without taking into account axial loads.

In the paper, a mechanical model based on "component method" for evaluation of characteristics of the composite joint under bending and axial loads is presented. The influence of tying and prying actions on distribution of the internal forces in a joint is also analyzed. The procedure for calculation of the characteristics of the composite joint with bolted end-plate connection is elaborated too.

Keywords: component method, composite joint, analytical model, moment axial force interaction, accidental loads

1. Introduction

In typical conditions utylization of buildingl structures, connections of structural elements have established loads so as the bending moment, axial or the transverse force. In case of exceptional or extreme actions, building structures have to perform the robust behaviour. When a column loss occurs due to hazard action such as explosions, impact of vehicle or fire, etc. there should be a possibility of the alternative load path formation through catenary action of the floor members. In such cases, the beam-to-column connections must be able to accommodate excessive sagging deformations and large tie forces.

[1] Author for correspondence: Zdzisław Pisarek, Rzeszów University of Technology, Department of Building Structures. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, +17 865 16 15. e-mail: pisarzdz@prz.edu.pl

2. Resistance of the composite joints

2.1. Distribution of internal forces in the joint

In the service stage of loading, joints ar designed to transfer only bending moments. For analytical model, the bending moment is replace by pair of forces in tension and compression zone. Till concrete slab starts cracking (fig. 1a), tension in the joint is transmitted by the concrete slab and upper bolt row. Usually loading in this stage is large enough that the floor slab cracks. After slab cracking tension is passed to reinforcing bars which elongate with local plastification (fig. 1b).

When accidental action cause column loss, the direction of the loading in the joint change: the steel part of beam-to-column connection is in tension zone and concrete floor slab transfers compression (fig. 1c). Additionally the connection is loaded by forces due of the structure deformation. The global prying action due the rotation of the beam causes the compression in the upper part of joint (fig. 1d). In case of greater deformations the structure changes to mechanism and the beam is stretched by force caused by the effect of the string (tying effect) (fig. 1e).

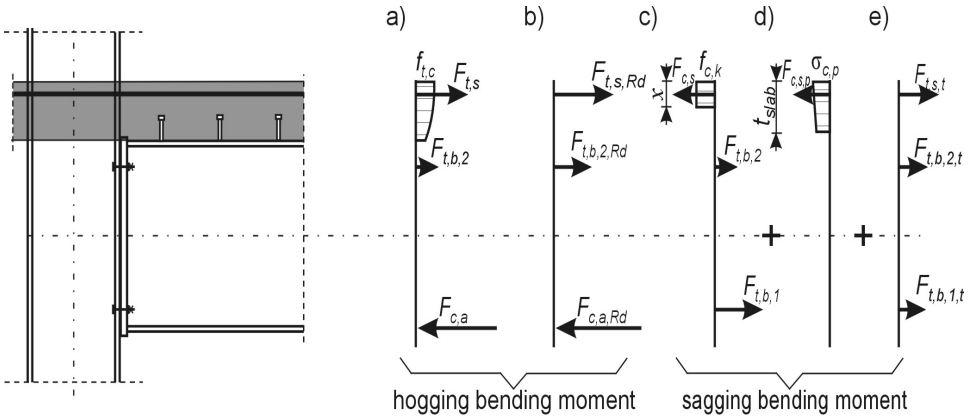


Fig. 1. Distribution of the internal force in composite joint for various phases of loading

Rys. 1. Rozkład sił wewnętrznych w połączeniu zespolonym w różnych fazach obciążenia

An analytical methods presented in Eurocodes [1], [2] (so-called "component method") are devoted to joints subjected to the hogging bending moments. In this method resistance of each zone of the joint is depended on the weakest component.

In joints subjected to the sagging bending moments, steel part of connection is in tension zone and can be analysed using formulae given in [1].

Resistance of the compression zone of the joint depends on the strength of the compressed concrete slab. The resistance of the concrete slab in the compression can be estimated by the following formula:

$$F_{c,sc,Rd} = b_{eff} \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \varsigma + F_{c,s,Rd} \tag{1}$$

where x is the effective height of the concrete slab,
f_{cd} is the design compressive strength of concrete,
λ, η are the factors allowing rectangular stress distribution, and depth of the compression zone according to [3],
ς is the coefficient allowed influence of cracks on compressive strength of concrete,
$F_{c,s,Rd}$ is the strength of reinforcement steel bars in compression zone.

Effective width b_{eff} of the concrete slab according to [2] is depended on the span of adjacent beams and can be calculated as:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \tag{2}$$

b_0 is the distance between studs,
b_{ei} is the effective width of concrete slab from every side of the beam, equal to $L_e/8$,
L_e is the beam equivalent span.

In concrete elements subjected to cyclic variable loads, degradation of strength of the concrete are observed. Decrease of this strength, after the first cycle of load does not exceed 5 percent. Therefore:

$$\varsigma = \begin{cases} 1{,}0 & \text{- for uncracked concrete slab } \textit{(Fig. 1a)} \\ 0{,}95 & \text{- for cracked concrete slab } \textit{(Fig. 1b)} \end{cases} \tag{3}$$

Reinforcing steel bars which are placed within the range the compression zone of the concrete slab increase slab resistance and can be considered in calculations. The strength of the reinforcement bars can be predicted from:

$$F_{c,s,Rd} = A_s \cdot f_{y,s} \tag{4}$$

where A_s is the area of reinforcing bars on the effective width of the concrete slab,
$f_{y,s}$ is the yield strength of steel bars.

Resistance of the compression zone is limited by their depth. The depth of the compression zone is limited by a height of the concrete slab ($x \le t_{slab}$).

2.2. Global prying action

When the intermediate column is removed due to impact or blast, joint and adjacent beams are subjected to the considerable dislocation. Displacement of the joint causes the rotation of the beam. Elongation of the beam due to rotation (fig. 2) causes compression force (global prying force) in the joint. The value of the prying force is depended on the geometry of the structural system and his stiffness - the stiffer structure is, the prying force increase.

The greatest value the prying force attains at the vertical displacement δ equal to the total height of the composite beam. In regards to the point of applications, the prying force affect mainly the floor slab. Maximum value of this force can be computed from the formula:

$$F_{c,p,Ed} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_b}{\sqrt{\left(h_b + t_{slab}\right)^2 + l_b^2}} \right) \left(E \cdot \left(A_s + A_b \right) + E_c \cdot b_{eff} \cdot t_{slab} \right) \tag{5}$$

where A_b is the cross-section area of the beam,

h_b is the height of the beam section,

t_{slab} is the depth of the concrete slab,

l_b is the span of the beam between the columns flanges,

b_{eff}, A_s, E as above.

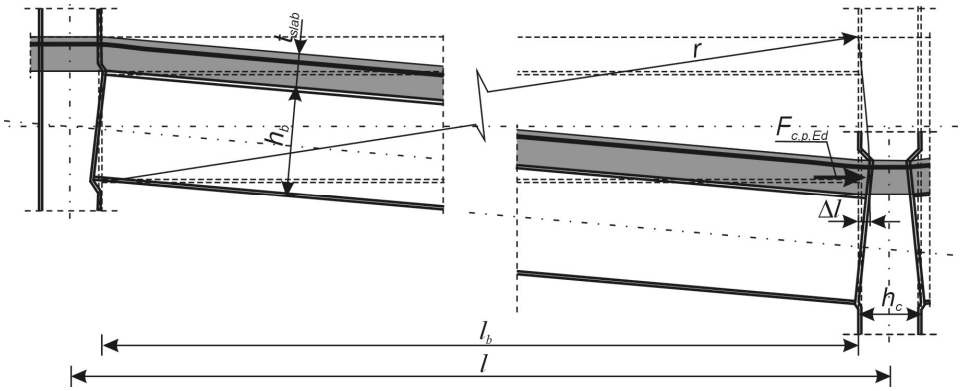


Fig. 2. Schema of generation of global prying force.

Rys. 2. Schemat powstawania globalnej siły sklinowania.

2.3. Tying action

Rules for analyses of the structure using tying method were introduced into the UK Building Regulations [4]. In this approach, all members in the floor structural system are required to be effectively tied together. This method assumes that the accidental loading at the moment of damage equals to the sum of 0,3 imposed load and 1,05 of the dead load. In the service stage the shear force in the joints, calculated using loading equal to the sum of 1,6 imposed load and 1,4 of the dead load is greater than the shear force due to accidental load, so the beams do not fail by shear and the tying force. In practice, there is requirement that the tensile strength of connections is at least equal to the design shear force.

When the intermediate column is removed, adjacent beams and surrounding structural elements should carry current loading trough catenary action. Behaviour of this system is depended on the stiffness and strength of adjacent beams and joints. If joins are stiff enough, the beam become continuous (double span beam). If connections are a simply joints, elements become to tie structure. The scheme of catenary method is shown in fig. 3.

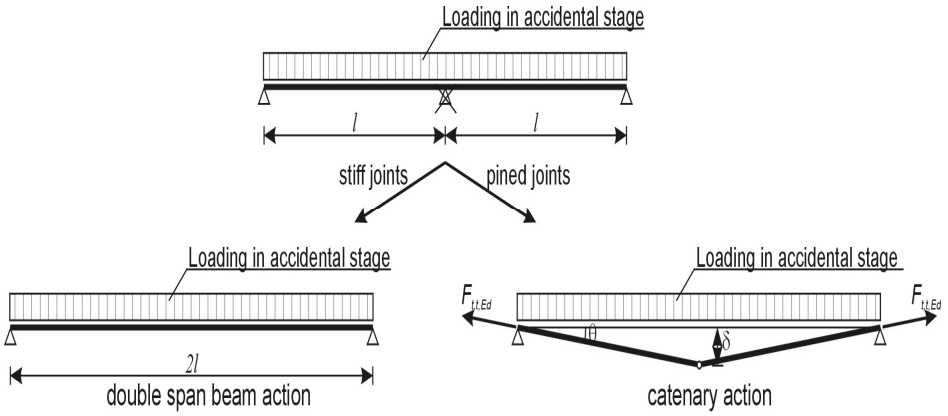


Fig. 3. Schema for analysis of catenary action.

Rys. 3. Schemat powstawania efektu cięgnowego

Shown in fig. 3. simple analytical models corresponded to the structures with ideally stiff elements or with ideally pined joints. In real structure joints neither are nor sufficiently stiff, nor ideally pinned. Therefore axial forces and bending moment in joints in the structure are depended on load and stiffness of the structure. Figure 4, 5 shows relationship between the axial force inducted in the beam, bending moment in the joint and the translation stiffness of the support (weakening column).

This drawings are prepared for beams IPE 300, beam span equal to 6m and to the load in accidental stage 15kN/m.

Unlike to the global prying force, the tension force due to catenary action is transferred by all joint elements, i.e. all bolt rows and reinforcement bars, proportionally to their stiffness.

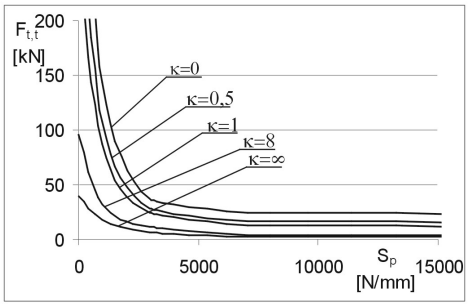


Fig. 4. Support stiffness-tie force relationship.

Rys. 4. Zależność siły efektu cięgnowego od sztywności konstrukcji wsporczej

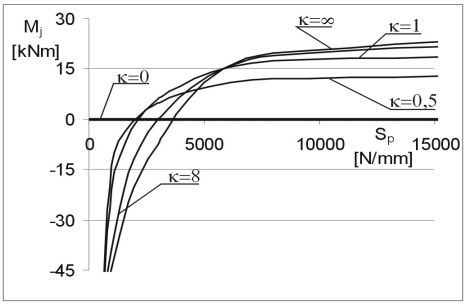


Fig. 5. Support stiffness- moment in the joint relationship.

Rys. 5. Zależność momentu węzłowego od sztywności konstrukcji wsporczej

3. Initial stiffness of the composite joints

Calculation of the initial rotational stiffness of the joint requires the knowledge of the stiffness of each component and the position of component in the joint model. The behaviour of each component can be defined as elastic – plastic or rigid-plastic [5]. In connections subjected to the hogging and sagging bending moment, some components of the joint were subjected to opposite direction loading or posses initial deformability due to earlier state of the loading, what should be taken into account.

The proposed component mechanical model for joint subjected to hogging and sagging bending moment is shown in fig. 6.

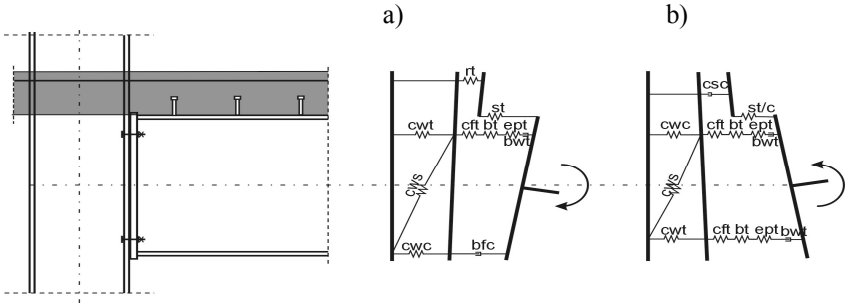


Fig. 6. Proposed mechanical model for composite joint subjected to: a) hogging and b) sagging bending moment

Rys. 6. Proponowany model mechaniczny węzła zespolonego obciążonego: a) ujemnym, i b) dodatnim momentem zginającym

In joint model under sagging moment the following components should be included: column web in tension (cwt), in compression (cwc) and in shear (cws), column flange in bending (cft), end plate in bending (ept), bolts in tension (bt), beam web in tension (bwt), concrete slab in compression (csc) and shear stud under compression (st/c).

Stiffness coefficients of the most of these components are known and can be adopted from [1].

Concrete slab in compression is usually treated as stiff, and then stiffness coefficient for this element is taken as infinity. However, due to loading of the plate by global prying force, and taking into account slab cracking caused by hogging moment, deformations of the concrete slab must be taken into account in the analytical model. Adopting the formulae given in [6], the coefficient of the stiffness for the concrete slab may be predicted as:

$$k_{c,s,c} = 0{,}8 \cdot \frac{E_c}{E} \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot x} + \frac{w}{s_r} \cdot l \tag{6}$$

where E_c is the secant Young modulus for the concrete,

w is the mean crack width under hogging moment,

s_r is the maximum crack spacing under hogging moment,

l is the range of hogging moment on the length of the beam,

b_{eff}, x, E as above.

Stiffness coefficient for shear stud can be adopted as double value of this coefficient obtained for hogging moment.

4. Influence of the axial force on the joint characteristics

Axial forces formed as a result of the global prying effect and tying action in the structure additionally loads of the parts of the joint. However they aren't acting in the same time. The value of these forces will depend on the deformation and the stiffness of the structure (fig. 7).

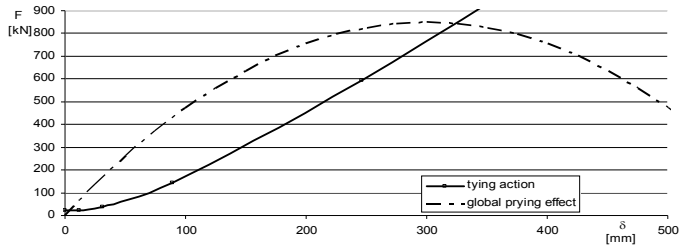


Fig. 7. Vertical displacement – axial force relationship for tying and global prying effect.

Rys. 7. Zależność wartości siły osiowej od pionowego przemieszczenia węzła środkowego.

These forces are being taken into account according to the outline shown on fig. 1.

5. Verification of the analytical model of the joint

For the verification of the model the composite joint was adopted. Dimensions of the joint is presented on fig. 8.

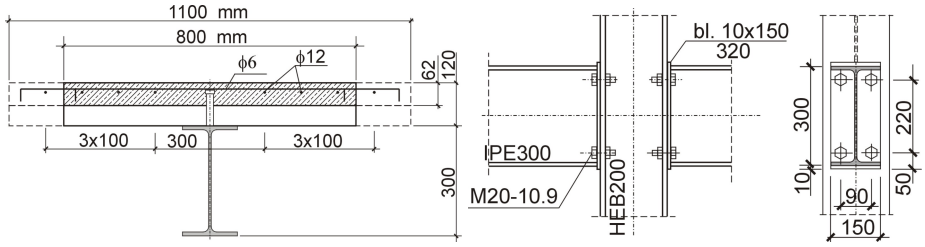


Fig. 8. Dimensions and geometry of the composite joint.

Rys. 8. Wymiary i geometria węzła zespolonego.

Moment resistance of the joint under hogging bending moment amount:

- for uncracked slab:

$$M_{Rd}^{+} = 108{,}1 kNm$$

- for cracked floor slab:

$$M_{Rd}^{+} = 107{,}8 kNm$$

Moment resistance of the joint under sagging bending moment amount:

$$M_{Rd}^{-} = 99{,}5 kNm$$

Initial stiffness of the joint under hogging bending moment

$$S_{j,ini} = 260718 kNm/rad$$

Initial stiffness of the joint under sagging bending moment

$$S_{j,ini}^{+} = 24574 kNm/rad$$

Rotational capacity:

$$\phi_j = 0{,}252 rad$$

Moment – rotation characteristics for joint with taken into account axial force is presented on fig. 9.

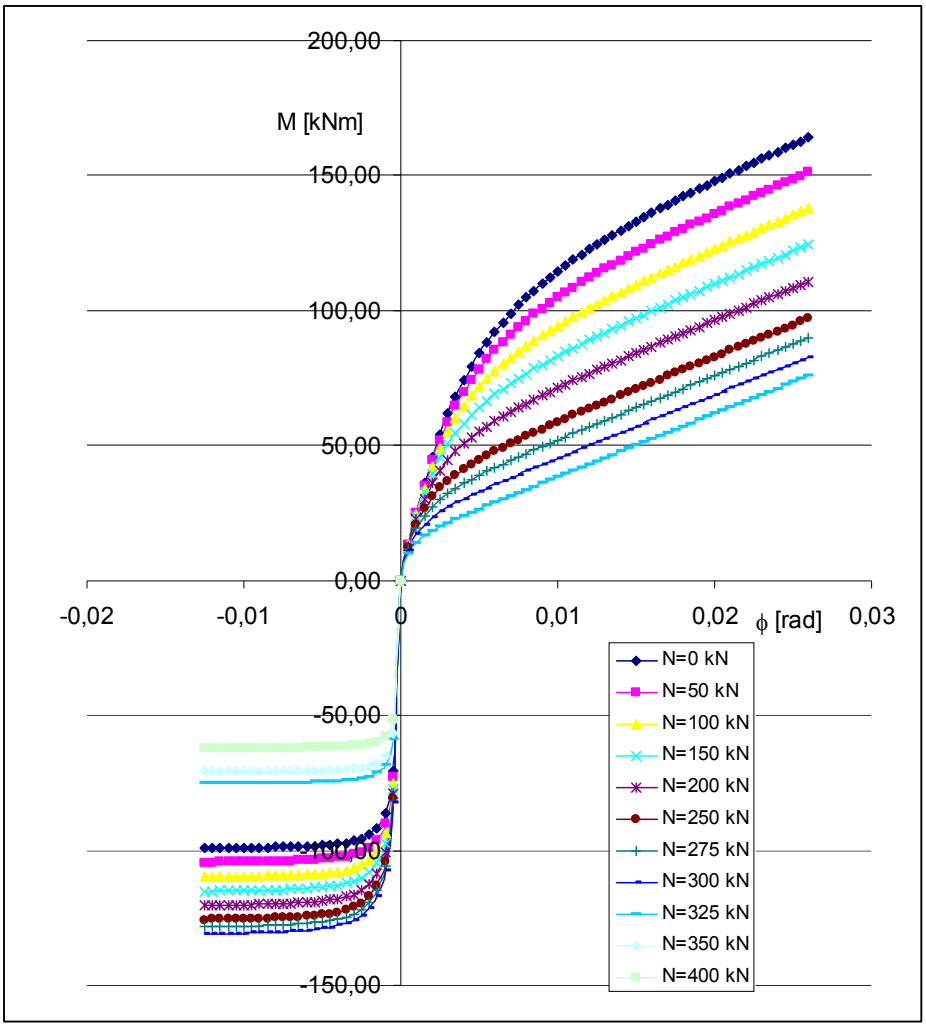


Fig. 9. Moment rotation characteristics of the composite end-plate joint with axial loading.

Rys. 9. Charakterystyka moment – obrót doczołowego węzła zespolonego z uwzględnieniem siły osiowej

In order to compare the adequacy of the simplified model of the joint a comparative analysis was performed.

Characteristics of the joint are based on the relation moment - rotation including the income of axial force. The curve received in this way from the analytical model was compared with the curve obtained from the experimental research [7].

Moment - rotation characteristics received from experimental test and analytical model is presented on fig. 10. To the description of the joint a Chen function was adopted.

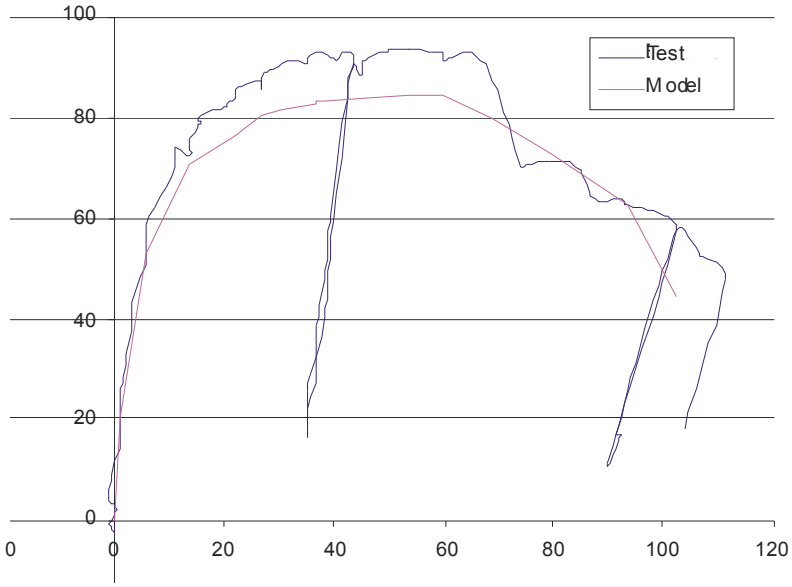


Fig. 10. Comparison of the moment rotation characteristics of the composite end-plate joint received from experimental test and analytical model with taking into account a axial force

Rys. 10. Porównanie charakterystyki momemt – obrót doczołowego węzła zespolonego otrzymanych z badań I modelu analitycznego z uwzględnieniem siły osiowej

6. Conclusions

In steel–concrete composite structures joints are as a rule designed for condition of hogging bending moments acting in the joints. In accidental situations, for example when internal column is lost, connections must transfer sagging bending moments. Change of moment direction, forces due to the tying effects and global prying force on distribution of internal forces in the connection and its stiffness should be taken into account

An analytical model presented in the paper is based on the component method proposed in Eurocodes. This procedure allows additional component of the connection, such as the concrete floor slab in the compression, and influence of the history of loading.

Results obtained from the analytical model relatively well are copying behaviour of real joints.

Bibliography

[1] PN-EN 1993-1-8 Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1-8: Design of joints. PKN 2005.

[2] PN-EN 1994-1-1 Eurocode 4. Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1-1: General rules for buildings. PKN 2008.

[3] PN-EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. PKN 2008.

[4] Byfield, MP, Paramasivam, S, "Issues in the migration of progressive collapse through the tying force method for steel framed buildings with simple connections" *Steel and Composite Structures – Wang & Choi (eds)*. Taylor & Francis Group, pp. 267-271, London 2007.

[5] Ahmed, B, Nethercot, DA, "Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major axis flush endplate connections". *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 41. No. 1 pp. 31-60, 1997.

[6] Demonceau, JF, Jaspart, JP, Klinkhammer, R, Oerder, R, Weynand, K, Labory, F, Cajot, LG, "Recent developments on composite connections" *Proc Int. Conference EUROSTEEL 2008*, pp. 447-452, Graz, 2008.

[7] Kozłowski A., Giżejowski M., Ślęczka L., Pisarek Z., Saleh B., "Experimental investigations of the joint behaviour - Robustness assessement of steel and steel-concrete composite frames", "Eurosteel 2011, 6th European Conference on Steel and Composite Structures, Budapest, Hungary, 31 August - 2 September 2011", 2011

ANALITYCZNY MODEL DOCZOŁOWEGO POŁĄCZENIA ŚRUBOWEGO OBCIĄŻONEGO MOMENTEM ZGINAJĄCYM I SIŁĄ OSIOWĄ

S t r e s z c z e n i e

W typowych budynkach ze stropami zespolonymi stalowy-betonowy, węzły są projektowane głownie do przenoszenia momentów zginających. W przypadku dużych obciążeń poziomych powstałych w wyniku oddziaływań wiatru, trzęsień ziemi lub zdarzeń wyjątkowych, w węzłach pojawia się moment dodatni i siła osiowa o niezaniedbywalnej wartości. Dodatkowo, duże odkształcenia konstrukcji mogą wywoływać siłę skleszczenia efekt cięgnowy w ryglach ramy. Obciążone w taki sposób węzły zmieniają swoją charakterystykę, a ich nośność na zginanie maleje.

W analizie globalnej konstrukcji, znajomość rzeczywistych charakterystyk węzłów pozwala na określenie dokładnego rozkładu sił wewnętrznych w elementach konstrukcji. Procedury przedstawione w literaturze i normie [1] pozwalają na wyznaczanie charakterystyki węzłów jedynie obciążonych momentem zginającym bez uwzględnienia siły osiowej.

W artykule przedstawiono, oparty na metoda składnikowej, model mechaniczny, przydatny do określenia charakterystyki węzła zespolonego poddanego obciążeniu momentem zginającym i siłą osiową. Przeanalizowano również wpływ efektu kleszczenia i efektu cięgnowego na rozkład i wartość sił wewnętrznych w połączeniu. Opracowano procedury do obliczania takich połączeń i na przykładzie wykonano porównanie otrzymanej z modelu charakterystyki węzła z wynikami badań doświadczalnych.

Słowa kluczowe: metoda składnikowa, węzeł zespolony, model analityczny, interakcja moment – siła osiowa, obciążenia wyjątkowe

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.158

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 337-350

Marian PONIEWIERA[1]
Ewa MACIEJOWSKA-FIGIEL[2]
Magdalena WRÓBEL[3]

NUMERYCZNY MODEL WYROBISK ZABYTKOWEJ KOPALNI WĘGLA KAMIENNEGO „GUIDO"

W artykule przybliżono historię zakładu górniczego „Guido", który jest obecnie wykorzystywany w celach turystycznych. Opisano czynności, jakie należy wykonać w celu utworzenia przestrzennego modelu wyrobisk górniczych przy użyciu dwóch różnych metod – prostej i zaawansowanej. Pod pojęciem modelu autorzy rozumieją schemat przedstawiający układ wyrobisk górniczych wykorzystywanych do udostępniania i eksploatacji złoża. Uproszczony model wyrobisk górniczych wykonano wykorzystując do tego celu punkty wysokościowe (koty, punkty osnowy) oraz osie wyrobisk. Model taki służy do szybkiej wizualizacji przestrzennej wyrobisk. W zaawansowanej metodzie wykorzystano ociosy wyrobisk i punkty wysokościowe. Utworzony tą metodą model umożliwia ukazanie wnętrza wyrobiska, jednak jego wykonanie jest bardziej czasochłonne. Szczególną uwagę skupiono na przygotowaniu obiektów tworzących bryły i warunkach, jakie muszą one spełniać, by mogły być uwzględnione w tworzonym modelu. Opisano czynności kontrolne, jakie należy wykonać przed przystąpieniem do tworzenia przestrzennego modelu wyrobisk, podczas jego tworzenia a także po jego utworzeniu. Wskazano również praktyczne możliwości wykorzystania utworzonych modeli w codziennej pracy zakładów górniczych.

Słowa kluczowe: górnictwo, mapy numeryczne, przestrzenny model wyrobisk, kopalnia „Guido"

1. Historia kopalni „Guido"

Zabytkowa kopalnia „Guido" znajduje się w południowej części Zabrza. Jej historia sięga XIX w. Założona w 1855 r. przez hrabiego Guido Henckel von Donnersmarcka, od którego imienia wzięła nazwę, miała zaspokoić wzrost popytu na węgiel, spowodowany rozwojem górnośląskiego przemysłu.

[1] Autor do korespondencji: Marian Poniewiera, Politechnika Śląska w Gliwicach, (032) -237-29-90, Marian.Poniewiera@polsl.pl
[2] Ewa Maciejowska-Figiel, Geo-Com Knurów, maciejowska.ewa@gmail.com
[3] Magdalena Wróbel, Geo-Lisp Książenice, m.wrobel@geolisp.pl

Złoże zamierzano udostępnić za pomocą szybu „Barbara", jednak po natrafieniu na głębokości 30 m na uskok „Saara" oraz potężny napór kurzawki, zaniechano jego drążenia. Rozpoczęto drążenie kolejnego szybu „Concordia" (jego nazwę zmieniono później na „Guido"), który dotarł do pierwszego poziomu wydobywczego – 80 m, jednak wydobycie na tym poziomie utrudniały zaburzenia tektoniczne. W 1862 r. szyb „Guido", na głębokości 117 m, naruszył żyłę wodną, w wyniku czego został zatopiony. W 1870 r. szyb osuszono i zgłębiono do 170 m. W dwa lata później wznowiono eksploatację na poziomie 80 m. Ruszyły również prace związane z budową szybu „Kolejowy" (dziś służy on turystom do zjeżdżania w podziemia kopalni – rys. 1) oraz rozbudową struktury wyrobisk przygotowawczych i wybierkowych [4, 6].



Rys. 1. Nadszybie szybu „Kolejowy" (fot.: E. Maciejowska-Figiel)
Fig. 1. Shaft top of the rail shaft (photo: E. Maciejowska-Figiel)

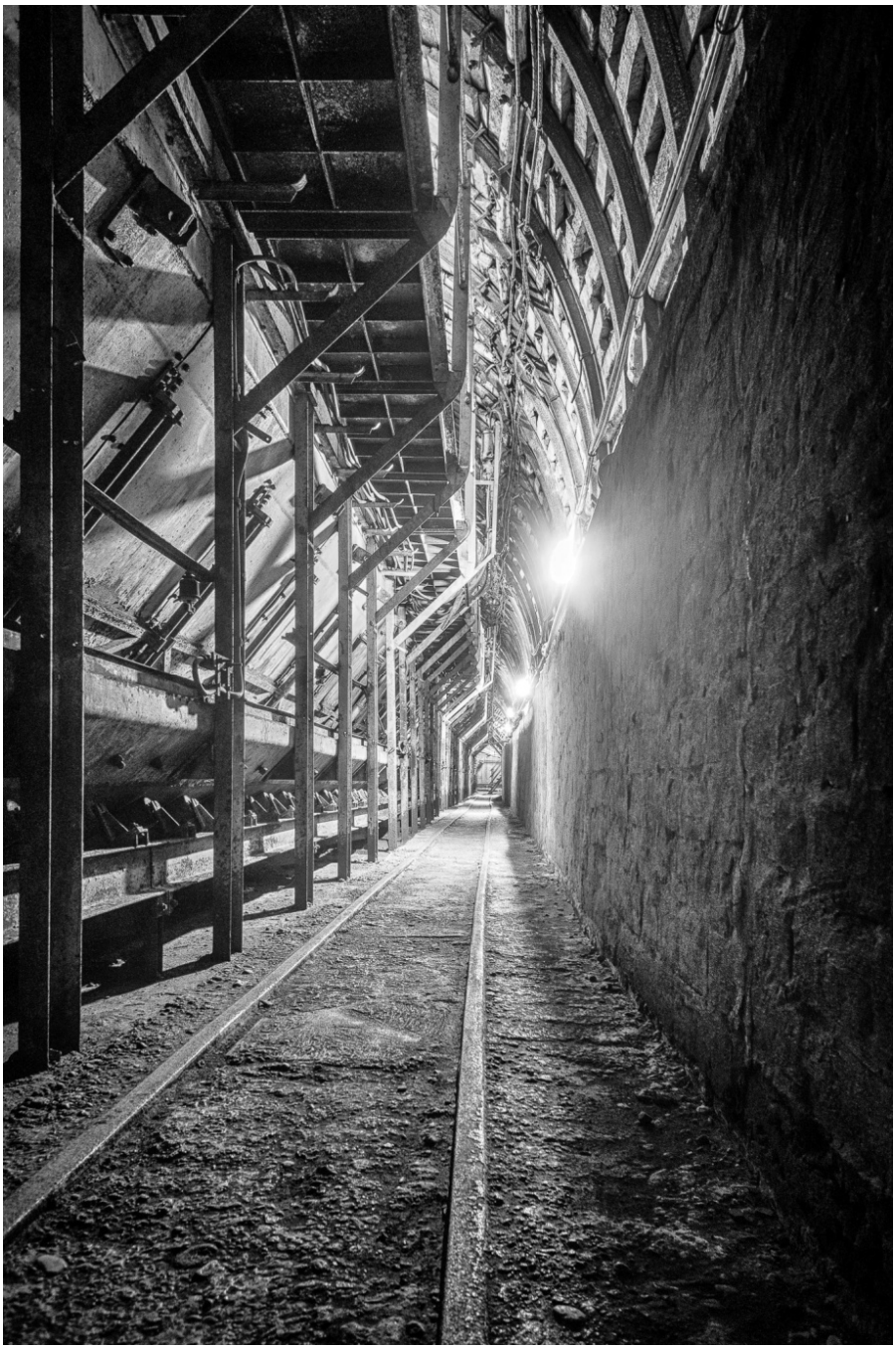
Największe wydobycie, 312 976 t węgla, kopalnia odnotowała w 1885 r. W tym czasie na Górnym Śląsku działało 36 kopalń węgla kamiennego, których łączne wydobycie wyniosło 15 mln t [3]. Niska rentowność kopalni spowodowała, że jej ówczesny właściciel sprzedał ją Skarbowi Pruskiemu. Ten ostatni włączył ją jako pole południowe do państwowej kopalni „Królowa Luiza”, w ramach której przystąpiono do połączenia poziomu 170 m z poziomem 320 m. Zamierzony cel osiągnięto w 1890 r. drążąc szybik zlokalizowany w pobliżu szybu „Guido” oraz pogłębiając szyb „Kolejowy” [4].

W 1904 r. kopalnię „Guido” połączono podziemnymi wyrobiskami z położoną na południe od niej, nowo wybudowaną kopalnią „Delbrűck” (obecnie „Sośnica-Makoszowy”), a w 1912 r. przyłączono ją do niej formalnie. Podział Śląska w 1922 r. spowodował, że obie kopalnie znalazły się na terytorium Niemiec i zostały przekazane pruskiemu koncernowi „Preussag”. Po wyeksploatowaniu złóż węgla zlikwidowano w 1928 r. szyb „Guido”, natomiast szyb „Kolejowy”, który pełnił dotychczas rolę szybu wydobywczego, wykorzystywano tylko do transportu ludzi i materiałów. Poziom 170 m, który wyposażono w urządzenia odwadniające, przejął odwadnianie 3 kopalń: „Guido”, „Makoszowy” oraz „Bielszowice” [5].

Po II wojnie światowej kopalnia „Delbrűck” stała się własnością władz polskich a jej nazwa została zmieniona na „Makoszowy”. Teren byłej kopalni „Guido” stracił na znaczeniu – był nieczynnym rejonem kopalni „Makoszowy”. Od roku 1967 r., przez krótki okres czasu, kopalnia funkcjonowała jako Kopalnia Doświadczalna Węgla Kamiennego „M-300”. Celem jej utworzenia było testowanie maszyn i urządzeń górniczych, co przy okazji owocowało niewielkim wydobyciem [4].

2. Skansen Górniczy „Guido”

Górnictwo węgla kamiennego na ziemiach Górnego Śląska jest obecne co najmniej od połowy XVII w. Potencjał kopalni „Guido”, jako nośnika kultury tego regionu, dostrzegła Krystyna Barszczewska, była dyrektor Muzeum Górnictwa Węglowego w Zabrzu. Doprowadziła ona w 1982 r. do utworzenia na poziomie 170 m Skansenu Górniczego „Guido” oraz wpisania go do rejestru zabytków. W 2000 r. kopalnię trzeba było zamknąć – w celu znalezienia oszczędności zdecydowano o odcięciu jej od systemu wentylacyjnego kopalni „Makoszowy”, co w rezultacie doprowadziło do demontażu nietuzinkowej podziemnej kopalni. Dzięki porozumieniu władz Zabrza z Samorządem Województwa Śląskiego a także zaangażowaniu osób prywatnych, w 2007 r. wznowiono ruch turystyczny w Zabytkowej Kopalni „Guido”, funkcjonującej odtąd jako samodzielna instytucja kultury Miasta Zabrze i Województwa Śląskiego [4].



Rys. 2. Zabytkowy zbiornik węgla (fot.: E. Maciejowska-Figiel)
Fig. 2. Historic coal reservoir (photo: E. Maciejowska-Figiel)

Kopalnia „Guido” udostępniła do zwiedzania dwa poziomy: 170 m oraz 320 m, a także zachowany zespół zabudowy wraz z całym wyposażeniem technicznym. Jest to jedyny skansen na świecie, w którym zwiedzający może przekonać się na własne oczy, jak wyglądała praca górnika na przełomie wieków XIX i XX (ekspozycja na poziomie 170 m) a także jak wydobywa się węgiel współcześnie (poziom 330 m). Kopalnia sprawia bowiem wrażenie tętniącej życiem, dzięki zastosowaniu efektów świetlnych i dźwiękowych (np. rżenie koni w stajni, odgłos pracy kombajnów) a także dzięki zaaranżowanym sceneriom, w których można zobaczyć oraz usłyszeć imponujące górnicze maszyny – od ogromnych zbiorników węgla (rys. 2) poprzez kombajn chodnikowy, aż do kombajnu ścianowego wraz z sekcją ścianową – obudową oraz przenośnikiem (rys. 3), które są uruchamiane aby unaocznić klimat pracy w kopalni [5].

Zabytkowa kopalnia „Guido” jest również miejscem, w którym trenują służby ratownictwa górniczego.



Rys. 3. Kombajn ścianowy z sekcjami obudowy (fot.: E. Maciejowska-Figiel)

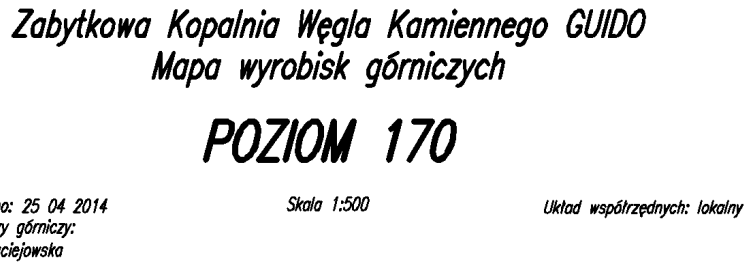
Fig. 3. Longwall shearer with lining sections (photo: E. Maciejowska-Figiel)

3. Tworzenie uproszczonego modelu przestrzennego wyrobisk górniczych

3.1. Zakres opracowania

Model przestrzenny wyrobisk górniczych utworzono na podstawie otrzymanych z kopalni zeskanowanych map, przedstawiających sytuację na poziomach 170 m i 300 m a także w pokładzie 620 m.

Mapa poziomu 170 m prowadzona była w układzie lokalnym. Na poziomie tym znajdują się wyrobiska oraz komory okalające szyby: „Kolejowy", „Guido" oraz szybik „Guido". Komory znajdujące się na tym poziomie stanowiły pomieszczenia, w których trzymane były konie, pomagające człowiekowi przy wykonywaniu najcięższych prac w kopalni.



Rys. 4. Opis pozaramkowy mapy poziomu 170 (źródło: opracowanie własne)

Fig. 4. The map legend of the 170-level map (own elaboration)

Mapa poziomu 300 m również była prowadzona w układzie lokalnym, w skali 1:250. Przedstawia sytuację wyrobisk około-szybowych oraz komory techniczne. Znajduje się tam również kolejka wąskotorowa, którą dziś turyści przemieszczają się po podziemiach kopalni.

Mapa pokładu 620 m, będącego rozszerzeniem poziomu 300 m o eksploatację tego pokładu, prowadzona była w układzie Sucha Góra, w skali 1:1000. Przedstawia ona sposób udostępnienia oraz eksploatacji tego pokładu. Poziom 170 m oraz pokład 620 m stały się w głównej mierze podstawą do stworzenia modelu przestrzennego zabytkowej kopalni „Guido".

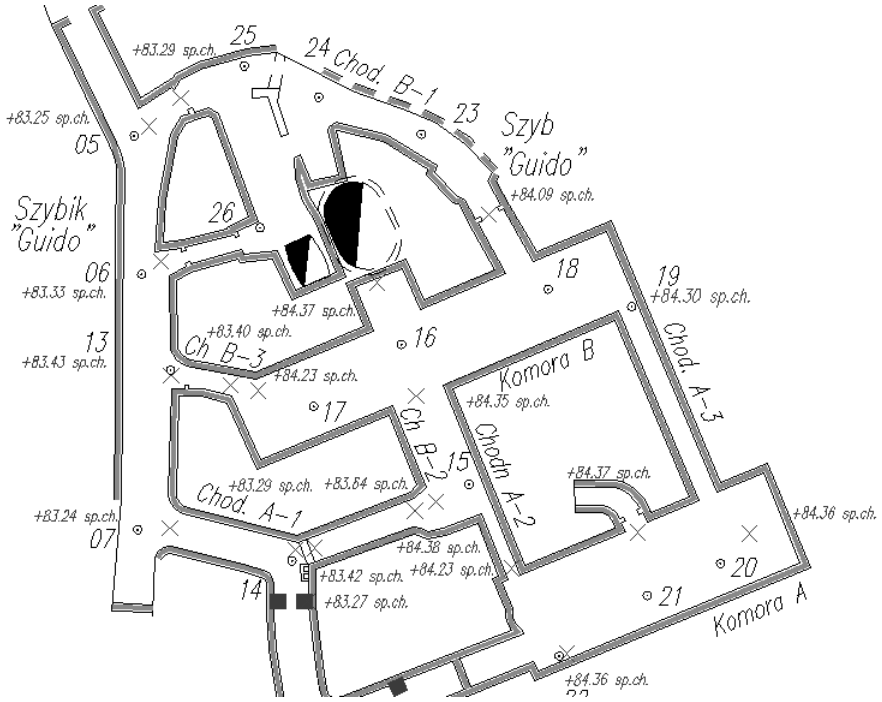
3.2. Utworzenie obiektów niezbędnych do wykonania brył

Wszystkie, opisane w dalszej części artykułu prace, zostały wykonane w programie Geolisp, działającym w środowisku AutoCAD.

Pracę rozpoczęto od skalibrowania otrzymanych rastrów na siatkę krzyży. Ponieważ mapy poziomów były prowadzone w układzie lokalnym zostały przetransformowane do układu Sucha Góra, przy pomocy transformacji konforem-

nej. Jako punkty dopasowania wykorzystano te same obiekty, występujące na obu mapach (szyby, punkty osnowy).

Utworzone w ten sposób mapy zwektoryzowano – fragment takiej mapy pokazano na rys. 5.



Rys. 5. Fragment mapy poziomu 170 m (źródło: opracowanie własne)

Fig. 5. Part of the 170 m – level map (own elaboration)

Każdy wstawiany w programie Geolisp obiekt otrzymał dane dodatkowe. Z punktu widzenia tworzenia przestrzennego modelu wyrobisk istotne było, aby obiekty, na podstawie których był on wykonany, były przypisane do właściwego pokładu lub poziomu a także wyrobiska.

Bazą do wykonania modelu były osie wyrobisk górniczych oraz koty wysokościowe i punkty osnowy z podaną rzędną spągu.

Osie wyrobisk nie stanowiły treści mapy, służyły jedynie jako narzędzie do stworzenia modelu. Umieszczone zostały w środku wcześniej narysowanych krawędzi wyrobisk górniczych w ten sposób, aby ich wierzchołki znajdowały się w pobliżu punktów wysokościowych. Współrzędne Z wierzchołków osi były aproksymowane na podstawie wysokości sąsiadujących punktów. Umieszczenie punktów załamania osi w pobliżu punktów o znanej wysokości umożliwiło wierne odwzorowanie przebiegu wyrobisk.

W miejscach, w których wyrobiska krzyżowały się ze sobą na tym samym poziomie, osie zostały przerwane. W punktach pozornych skrzyżowań wyrobisk (wyrobiska nie są w rzeczywistości połączone, lecz ich rzuty poziome się krzyżują) osie zostały narysowane linią ciągłą.

3.3. Kontrola poprawności wprowadzonych obiektów

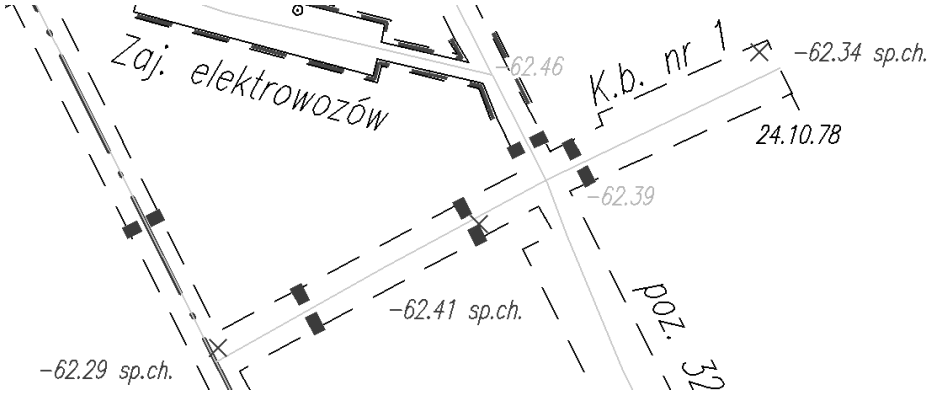
Jakość tworzonego modelu zależy od poprawności wprowadzonych danych, na podstawie których jest on tworzony. Kontrola obiektów to bardzo istotny etap wykonywanych prac.

W omawianym w artykule projekcie kontrolę rozpoczęto od sprawdzenia danych dodatkowych wrysowanych osi. Każda oś powinna mieć przypisany pokład lub poziom a także nazwę wyrobiska. Następnie sprawdzono połączenia osi wyrobisk na skrzyżowaniach oraz występowanie zbyt krótkich odcinków. Wykonano także topologię sieci, polegającą na sprawdzeniu, czy osie w analizowanym pokładzie lub poziomie są ze sobą połączone.

Kolejnym etapem kontroli było sprawdzenie punktów osnowy oraz kot wysokościowych. Kontrolę rozpoczęto od wyeliminowania błędów przypadkowych – sprawdzono, czy odległość między dwoma punktami nie przekroczyła określonej wartości oraz czy różnica wysokości jest większa od zadanej. Po zakończeniu tej kontroli nadano osiom wysokość. Następnie sprawdzono, czy punkty wysokościowe były wykorzystane do tego celu więcej niż jeden raz. Sytuacja taka może się zdarzyć na skrzyżowaniach wyrobisk a także, gdy wyrobiska są położone blisko siebie lub określono zbyt dużą dopuszczalną odległość punktów od osi. Przeglądając punkty wskazane przez program jako błędne należało zdecydować, czy będą one uwzględniane w danym wyrobisku, czy też nie.

Wierzchołkom osi wyrobisk została nadana współrzędna Z na podstawie sąsiadujących z nią punktów o znanej wysokości. Co za tym idzie szczególnie ważne było odpowiednie ich rozmieszczenie – powinny znajdować się na skrzyżowaniach wyrobisk a także na ich końcach. Brak tych danych uniemożliwiał umieszczenie osi w przestrzeni. Po wyszukaniu błędnych osi dodano, poprzez interpolację lub ekstrapolację sąsiednich punktów wysokościowych, punkty pomocnicze. Nie stanowiły one treści mapy, służyły tylko do wykonania obliczeń. Przykłady osi wyrobisk, wraz z wyznaczonymi na skrzyżowaniach wyrobisk kotami pomocniczymi, pokazano na rys. 6.

Po umieszczeniu wszystkich osi w przestrzeni przystąpiono do uśredniania miejsc przecięć osi wyrobisk. Następnie, przygotowane w ten sposób osie wyrobisk, przekształcono w bryły.



Rys. 6. Wyrobiska wraz z osiami i punktami wysokościowymi (źródło: opracowanie własne)

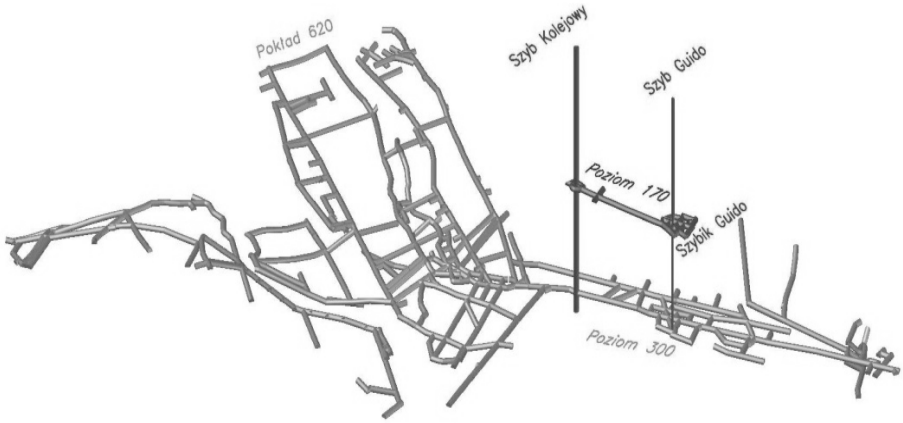
Fig. 6. Mine workings with axes and spot heights (own elaboration)

3.4. Uproszczony model 3D wyrobisk w kopalni „Guido”

Opisane w rozdziałach 3.2 oraz 3.3 czynności wykonano na wszystkich trzech mapach.

W celu utworzenia modelu całej kopalni skopiowano, do pustego rysunku, bryły wyrobisk z pokładu 620 m oraz poziomu 170 m. Wyrobiska przedstawione na mapie poziomu 300 m pominięto, gdyż zostały już uwzględnione na mapie pokładu 620 m.

Do utworzonego w ten sposób modelu przestrzennego dodano szyby w postaci brył (rys. 7). Zostały one utworzone na podstawie dodatkowych dokumentów otrzymanych z kopalni.



Rys. 7. Uproszczony model 3D wyrobisk górniczych (źródło: opracowanie własne)

Fig. 7. The simplified 3D model of mine workings (own elaboration)

4. Tworzenie modelu przestrzennego wyrobisk na podstawie ociosów

Bryły obrazujące wyrobiska górnicze można utworzyć także na podstawie ociosów oraz punktów wysokościowych. Dla każdego pojedynczego wyrobiska tworzone są cztery bryły obrazujące:

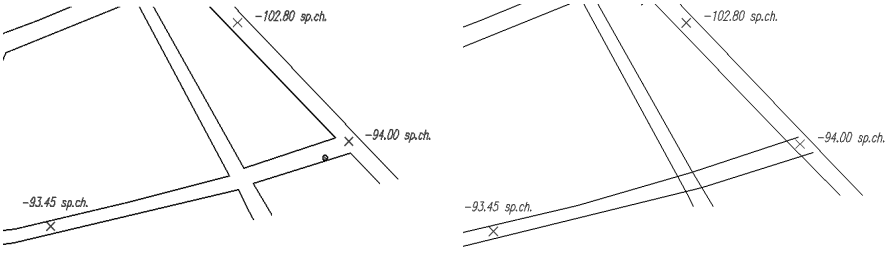
a) wnętrze wyrobiska,
b) spąg chodnika,
c) lewy i prawy ocios wyrobiska.

Bryła obrazująca wnętrze wyrobiska wyobraża pustkę powstałą w wyniku robót górniczych. Zostały do niej przypisane atrybuty, takie jak: objętość, nazwa wyrobiska, nazwa pokładu itp. Natomiast pozostałe bryły wykorzystywane są tylko do wizualizacji przestrzennej [2].

4.1. Przygotowanie obiektów do modelowania przestrzennego

Wykorzystywane do tworzenia modelu punkty osnowy oraz linie wyrobisk powinny spełniać określone wymagania:

a) punkty wysokościowe powinny być przypisane do właściwego wyrobiska i mieć nadaną rzędną wysokościową, mieszczącą się w określonym przedziale,
b) punkty wysokościowe powinny być umieszczone na końcach wyrobisk oraz w pobliżu ich skrzyżowań,
c) każdy z ociosów modelowanego wyrobiska powinien być sporządzony jedną polilinią,
d) ociosy tego samego wyrobiska powinny mieć podobną długość i być do siebie równoległe,
e) ociosy wyrobisk powinny się przecinać na skrzyżowaniach w przypadku, gdy ociosy po obu stronach przecinanego wyrobiska mają podobną szerokość lub gdy wyrobisko jest przecinane w linii prostej,
f) ociosy chodnika, który łączy się z innym wyrobiskiem nie przecinając go należy wydłużyć co najmniej do połowy wyrobiska, z którym się łączy.



Rys. 8. Przygotowanie rysunku do modelowania przestrzennego (źródło: opracowanie własne)

Fig. 8. Preparation of drawing for spatial modeling (own elaboration)

Przed przystąpieniem do tworzenia modelu należy sprawdzić, czy dla wyrobisk, które chcemy zamodelować, zostały spełnione wymienione wyżej warunki.

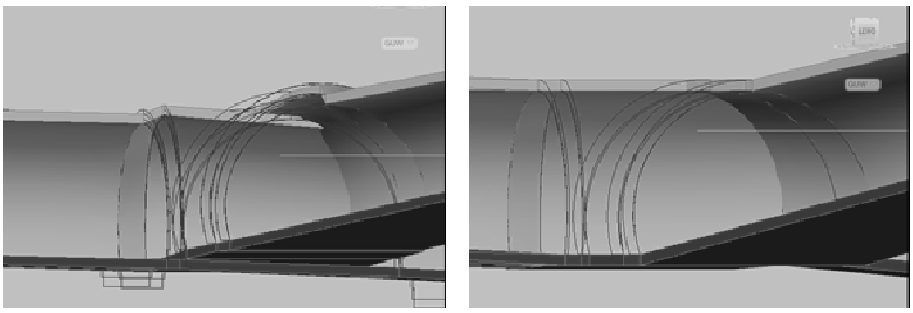
W przypadku braku punktów wysokościowych na końcach wyrobisk oraz na ich przecięciu należy je utworzyć za pomocą interpolacji lub ekstrapolacji punktów istniejących (tak, jak w przypadku metody uproszczonej). Jeżeli ociosy wyrobisk nie mają w przybliżeniu podobnej długości, należy je odpowiednio zmodyfikować (połączyć kilka linii w jedną, przerwać źle połączone obiekty, usunąć powtarzające się linie, krótkie odcinki itp.). W niektórych przypadkach długość ociosu lewego i prawego tego samego wyrobiska może się różnić – np. gdy na jednym z nich umieszczone są wnęki.

4.2. Tworzenie i modelowanie brył

Tworzenie modelu polega na wskazaniu kolejno lewego i prawego ociosu wyrobiska. Po określeniu wysokości wyrobiska oraz wybraniu rodzaju obudowy, w miejscach załamań, prostopadle do drugiego ociosu, wstawiane są przekroje. Następnie wzdłuż przekrojów tworzone są bryły.

Należy sprawdzić poprawność utworzonych przekrojów, szczególną uwagę zwracając na końce wyrobisk i wnęki. Źle wygenerowane przekroje należy usunąć a w ich miejsce utworzyć nowe.

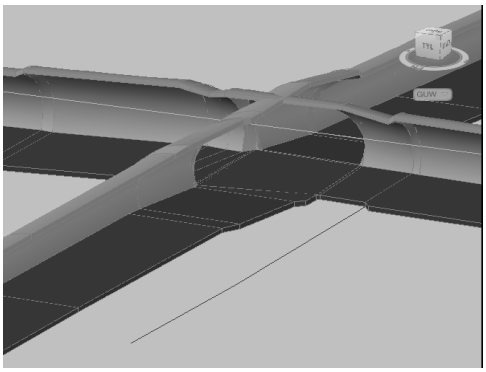
Modelowanie brył należy rozpocząć od sprawdzenia ich połączeń na skrzyżowaniach wyrobisk. Po zamodelowaniu dwóch przecinających się ze sobą wyrobisk może zdarzyć się sytuacja, że spągi wyrobisk będą umieszczone na różnych poziomach. Różna też może być wysokość wyrobisk (rys. 9). W takich przypadkach należy bryły uśrednić i ponownie je wygenerować.



Rys. 9. Modelowanie skrzyżowań wyrobisk (źródło: opracowanie własne)

Fig. 9. Modeling of excavation intersections (own elaboration)

Następną czynnością jest uzyskanie prześwitów w bryłach. Wykonuje się je odejmując od siebie bryły, uzyskując finalnie efekt jak na rys. 10.



Rys. 10. Modelowanie skrzyżowań wyrobisk (źródło: opracowanie własne)

Fig. 10. Modeling of excavation intersections (own elaboration)

5. Przykłady praktycznego wykorzystania modelu wyrobisk

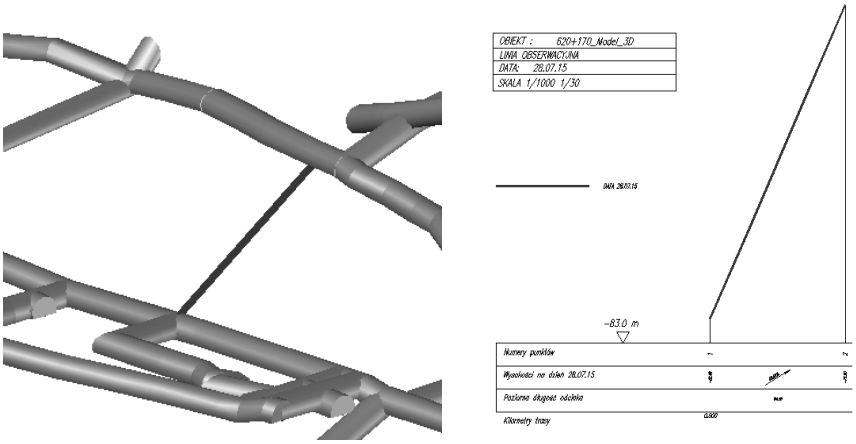
Ukazanie wyrobisk w przestrzeni trójwymiarowej może znacznie przyspieszyć prace wykonywane w różnych działach zakładu górniczego. Model taki pokazuje relacje przestrzenne między punktami wysokościowymi, pomierzonymi w poszczególnych wyrobiskach. Zdecydowanie ułatwi pracę osobom nieposiadającym „wyobraźni przestrzennej" [1].

Podczas jego tworzenia można dokonać kontroli poprawności wprowadzonych do rysunku danych. Dzięki wizualizacji przestrzennej wyrobisk łatwo można zauważyć i wychwycić błędnie wprowadzone obiekty.

Model 3D wyrobisk może być wykorzystany do geodezyjnego opracowania projektu przebicia. Pierwszym etapem jest wniesienie na mapę podstawową projektu danego zbicia. Co w przypadku prezentacji przestrzennej wyrobisk jest znacznie ułatwione, ponieważ daje możliwość zaprojektowania wielu wariantów, a co za tym idzie porównania ich i wybrania najbardziej optymalnego rozwiązania. Dla zaprojektowanego wyrobiska można wykonać wykres i uzyskać wszystkie niezbędne dane, takie jak: nachylenie, długość, rzędne wysokościowe (rys. 11).

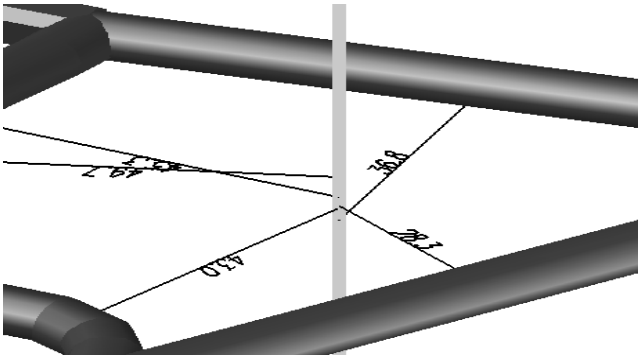
Model przestrzenny wyrobisk ułatwia także wyznaczenie miejsc położonych w określonej odległości od wskazanego obiektu, np. otworu geologicznego, szybu (rys. 12).

Zobrazowanie wyrobiska za pomocą brył przedstawiających jego spąg i ociosy umożliwia zaprojektowanie w wyrobisku elementów wyposażenia górniczego takich jak: przenośniki taśmowe, sekcje ścianowe czy też instalację poszczególnych maszyn górniczych. Oprócz tego pozwala na odbycie wirtualnego spaceru wyrobiskiem.



Rys. 11. Zaprojektowana przebitka i jej wykres (źródło: opracowanie własne)

Fig. 11. The designed countershaft and its graph (own elaboration)



Rys. 12. Wyszukiwanie obiektów położonych w określonej odległości od planowanego otworu wiertniczego (źródło: opracowanie własne)

Fig. 12. Finding objects located at a certain distance from the planned borehole (own elaboration)

6. Podsumowanie

Model przestrzenny Zabytkowej Kopalni Węgla Kamiennego „Guido” został stworzony na podstawie skalibrowanych i zwektoryzowanych map pokładu 620 m i poziomów 170 m i 300 m. Bardzo istotnym etapem była kontrola poprawności wprowadzonych do rysunku kot wysokościowych, osi oraz ociosów wyrobisk, gdyż to na ich podstawie został utworzony model.

Model przestrzenny wyrobisk ukazuje ich przebieg, ilość oraz długość. W KWK „Guido” może zostać wykorzystany zarówno w celach reklamowych, projektowych, jak i edukacyjno-turystycznych.

Literatura

[1] Poniewiera M.: Generowanie Numerycznego Modelu Złoża w programie Autodesk Civil 3D, Ochrona środowiska na terenach górniczych. VII Konferencja naukowo-techniczna, Szczyrk, 2-4 czerwiec 2008. Zarząd Główny Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Górnictwa. Główna Komisja Miernictwa Górniczego i Ochrony Środowiska [i in.]. Katowice: Zarząd Główny Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Górnictwa, 2008, s. 243-252

[2] Poniewiera M.: Model numeryczny złoża węgla kamiennego i jego praktyczne zastosowania., Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej 2010, Kraków, 22-26 lutego 2010. Red. Jerzy Kicki [i in.]. Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią Polskiej Akademii Nauk, Akademia Górniczo-Hutnicza. Katedra Górnictwa Podziemnego. Kraków: Wydaw. IGSMiE PAN, 2010, s. 1277-1287

[3] http://encyklopedia.pwn.pl/haslo/gornictwo;3907167.html, 28.06.2015 r.

[4] http://www.kopalniaguido.pl/historia, 28.06.2015 r.

[5] https://pl.wikipedia.org/wiki/Zabytkowa_Kopalnia_W%C4%99gla_Kamiennego_Guido, 28.06.2015 r.

[6] https://pl.wikipedia.org/wiki/Kopalnia_W%C4%99gla_Kamiennego_Makoszowy, 28.06.2015 r.

THE NUMERICAL MODEL OF EXCAVATIONS IN THE HISTORIC GUIDO MINE

S u m m a r y

The paper outlines the historical background of the Guido Mine, currently a tourist attraction. The article describes the steps that need to be followed in order to create a three-dimensional model of the mine's excavations. Two methods to create the aforementioned model were presented. The simplified model of the excavations was developed with use of the first method, using the spot heights and geodetic marks, as well as excavation axes. This model is used as a quick three-dimensional visualization of the excavations. The second method employs the side walls and elevation points. The resulting model allows studying the inside of the excavations. However, the second model is more time consuming. A particular emphasis was placed on the preparation of the objects forming solids and on the conditions that need to be met in order to include the object in the model. In addition, the paper describes the inspection activities that need to be done before creation of the three-dimensional excavation model, during the model creation and after its completion. What is more, the possible practical applications of the developed models in coal mines were presented.

Keywords: mining, digital maps, spatial model of the excavation, Guido Mine

Przesłano do redakcji: 30.05.2015r.
Przyjęto do druku:30.10.2015r.

DOI: 10.7862/rb.2015.159

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 351-362

Alicja PUSZKAREWICZ[1]
Jadwiga KALETA[2]
Dorota PAPCIAK[3]

USUWANIE FENOLU W PROCESIE ADSORPCJI

Do usuwania związków fenolu z roztworów wodnych zastosowany został naturalny adsorbent mineralny (surowy attapulgit - Abso'Net Superior Special (ASS)). Właściwości adsorpcyjne attapulgitu zostały określone metodą statyczną i dynamiczną. Badania przeprowadzono na modelowym roztworze fenolu o stężeniu początkowym C_0 = 20 mg·dm^{-3}, w temperaturze 20^0 C. Dla testowanego minerału proces adsorpcji dobrze opisywały izotermy adsorpcji Froundlicha. W badaniach stwierdzono, że adsorpcja fenolu nieco lepiej zachodziła przy odczynie obojętnym i kwaśnym. Na podstawie badań zaobserwowano, że czas adsorpcji miał istotny wpływ na skuteczność usuwania fenolu, a równowaga adsorpcyjna nastąpiła po 180 minut. W warunkach przepływowych najefektywniej pracowało złoże z najdłuższym czasem retencji tr = 10 minut. Związki fenolu w początkowej fazie pracy kolumny usuwane były do wartości poniżej 0,5 mg·dm^{-3}. W punkcie wyczerpania złoża uzyskano pojemność adsorpcyjną P = 2,45 mg·g^{-1}. Usuwanie fenolu w procesie filtracji na złożu z attapulgitu okazało się skuteczne. Badania wykazały, że adsorbent, o granulacji 0,6 - 1,3 mm zastosowany jako złoże adsorpcyjne mógłby stanowić alternatywę dla skutecznego podczyszczania roztworów zawierających fenol o stężeniach nie przekraczających 20 g·m^{-3}.

Słowa kluczowe: fenol, adsorpcja, filtracja, attapulgit

1. Wprowadzenie

Fenole są związkami organicznymi, posiadającymi grupy karboksylowe połączone z atomami węgla w pierścieniu aromatycznym. Są to związki odznaczające się dużą aktywnością chemiczną i łatwym utlenianiem się, a także słabą rozpuszczalnością w wodzie, przez co stanowią duże zagrożenie dla środowiska wodnego [4].

[1] Corresponding Author: Alicja Puszkarewicz , Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12**,** 35-959 Rzeszów, apuszkar@prz.edu.pl, tel. 178651720
[2] Jadwiga Kaleta, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12**,** 35-959 Rzeszów, jkaleta@prz.edu.pl, tel. 178651301
[3] Dorota Papciak, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12**,** 35-959 Rzeszów, dpapciak@prz.edu.pl, tel. 178651301

Fenol i jego pochodne są reagentami stosowanymi często w różnych gałęziach przemysłu, Do powszechnie znanych pochodnych fenolu należą m.in.: pirogalol, 2,4 - dichlorofenol, 2,4,5 - trichlorofenol, α i β- naftol oraz wiele innych [5, 20]. Należą do produktów pośrednich w przemysłowej syntezie różnorodnych substancji i są zaliczane do bardzo ważnych i często stosowanych związków w przemyśle chemicznym [6, 9, 10].

Fenole są szkodliwe dla ryb już w ilościach od kilku do kilkunastu mg/dm^3, zaś hydrochinon (pochodna fenolu) jest toksyczny w dawkach 0,2-0,5 mg·dm^{-3}. Mają one zdolność do kumulowania się w mięsie ryb, nadając mu nieprzyjemny smak i zapach. Bardzo wrażliwe na fenole są procesy samooczyszczania zachodzące w rzekach. Fenole zawarte w ściekach mogą również zakłócać procesy ich biologicznego oczyszczania. Szkodliwe stężenie fenolu w tym przypadku jest powyżej 5 mg·dm^{-3} [2].

W ilościach normalnie spotykanych (ok. 0.005 mg·dm^{-3}) w wodach naturalnych nie są one szkodliwe dla zdrowia, mimo to woda taka poddawana chlorowaniu podczas dezynfekcji ma odrażający smak i zapach na skutek tworzenia się związków chloropochodnych [15]. Na podstawie wielu badań opublikowano szereg prac, w których stwierdzono, że adsorpcja na węglach aktywnych i wielu innych adsorbentach w formie granulowanej, włóknistej lub pylistej jest najlepszą i najbardziej skuteczną metodą oczyszczania wody z fenoli [1,7,12, 13,16, 19, 21].

Skuteczność przebiegu procesu adsorpcji zależy od takich parametrów jak: rodzaj oraz stężenie adsorbatów, odczyn pH roztworu adsorptywu, temperatura, czas procesu sorpcji, rodzaj stosowanego sorbentu, jego struktury porowatej, uziarnienia, powierzchni właściwej, gęstości, a także takich czynników jak: szybkość mieszania, prędkość filtracji, i innych. Usuwanie fenoli w procesie adsorpcji jest jednym z ostatnich elementów ciągu technologicznego uzdatniania wody [11, 14, 20].

Niekorzystny wpływ fenoli na ekosystem wodny zmusza do podejmowania działań mających na celu ochronę zasobów wód naturalnych i efektywne eliminowanie ich ze ścieków i z wody przeznaczonej do zaopatrzenia odbiorców wody.

W pracy podjęto próbę określenia skuteczności usuwania fenolu z roztworów wodnych przy użyciu adsorbentu mineralnego Abso'Net Superior Special.

2. Metodyka badań

Materiały i przedmiot badań

Badania prowadzono na modelowym roztworze wodnym. Sporządzono go na bazie wody destylowanej, do której dodawano związki fenolu. Stężenie fenolu w wodzie wynosiło C_0 = 20 mg·dm^{-3}.

W badaniach laboratoryjnych jako materiał adsorpcyjny zastosowano granulat mineralny Abso'Net Superior Special (ASS). Uziarnienie adsorbentu wynosiło: od 0,6 - 1,3 mm.

Dane techniczne adsorbentu przedstawiono w tabeli 1.

Tab. 1. Dane techniczne adsorbentu Abso'Net Superior Special (ASS) [kata katologowa- Horpol]

Tab. 1. Technical Specifications of adsorbent Abso'Net Superior Special (ASS) [catalog card - Horpol]

Wygląd	Drobny granulat w kolorze kremowym
Surowiec	Attapulgit wapienny
Gęstość nasypowa [g·dm^{-3}]	500
pH	9±0,5
Wilgotność [%]	2,7±1

Attapulgit jest to glinokrzemian włóknisty (ang. filbrillar silicate) o wzorze chemicznym $Mg_5[Al]Si_8O_{20}(OH_2)_4$, wykazujący sie dość dużą pojemnością sorpcyjną oscylującą w przedziale 0,15 - 0,30 mval·g^{-1}. Podobnie jak zeolity charakteryzuję się cechami sita molekularnego [18].

Charakterystyka materiału adsorpcyjnego Abso'Net Superior Special (ASS):

- wytwarzany z drobno zmielonego minerału o nazwie attapulgit, podczas procesu aktywacji
- w wysokiej temperaturze,
- jest to produkt naturalny (nie zawiera dodatków chemicznych, nie jest modyfikowany),
- jest produktem o bardzo niskiej emisji pyłów,
- jest ognioodporny,
- nie jest szkodliwy dla ludzi i zwierząt,
- jest odporny na ścieranie przy poddaniu działaniu mechanicznemu,
- po wchłonięciu płynu nie ulega rozkładowi,
- charakteryzuje się doskonałymi właściwościami adsorpcyjnymi oraz mechanicznymi,
- ma dobrą skuteczność przy wchłanianiu kwasów, w tym silnych,
- jest przeznaczony do usuwania wszelkiego typu wycieków, od płynów przemysłowych, zawiesin wodnych, przez węglowodory (ropa, benzyna, oleje), rozpuszczalniki organiczne, do kwasów i związków zasadowych,
- posiada atest PZH.

Proces adsorpcji przeprowadzono z zastosowaniem adsorbentu wyszlamowanego i wysuszonego w temperaturze 105°C. Zawartość fenolu oznaczono metodą pośrednią polegającą na określaniu zawartości węgla organicznego przy pomocy laboratoryjnego analizatora TOC Sievers InnovOx firmy GE Analytical Instruments. Sporządzono krzywą wzorcową (przebieg liniowy) dla zakresu stężeń fenolu stosowanych w pracy (1-50 $mg \cdot dm^{-3}$). Przed oznaczeniem każda próbka była przesączona przez sączek. Każda seria zawierała kolby dodatkowe stanowiące próby ślepe (bez adsorbentu lub adsorbatu).

Badania laboratoryjne zostały przeprowadzone w dwóch etapach:

- I etap - adsorpcja fenolu w warunkach statycznych (nieprzepływowych) - wpływ pH, kinetyka i izotermy adsorpcji Freundlicha i Langmuira,
- II etap - adsorpcja fenolu w warunkach dynamicznych (przepływowych).

Wpływ czasu kontaktu na proces adsorpcji w warunkach statycznych (kinetyka adsorpcji)

Wpływ czasu kontaktu na proces adsorpcji wyznaczano przy dawce sorbentu wynoszącej 10 $g \cdot dm^{-3}$. Do pięciu kolb stożkowych zawierających po 250 ml wsypano odważki po 2,5 g adsorbentu. Następnie każdą z kolb wstrząsano kolejno przez 10; 30; 60; 120; 180, 240, 300, 360 minut i pozostawiono do 24 godzinach. sedymentacji. Po tym czasie próbki przesączono i wykonano oznaczenia fenolu.

Wpływ pH na proces adsorpcji

Badania wykonano w warunkach statycznych dla pH: 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10,11, 12. Stężenie początkowe badanej wody to $C_0 = 20$ $mg \cdot dm^{-3}$. Do 250 ml adsorptywu dodano 2,5 g ASS , wstrząsano 3 godziny (stan równowagi adsorpcyjnej), a po sedymentacji wykonano oznaczenia fenolu w roztworze.

Adsorpcję fenolu wyznaczono z zależności:

$$q_r = V \cdot (C_0 - C_r)/m, \quad (mg \cdot g^{-1}) \tag{1}$$

gdzie: V - objętość adsorptywu (dm^3),

C_0 i C_r – stężenie początkowe i równowagowe fenolu ($mg \cdot dm^{-3}$),

m – masa złoża (g).

Izotermy adsorpcji

W stanie równowagi istnieje określony rozdział adsorbatu między adsorbatem i adsorbentem. Ten rozdział, w określonych warunkach prowadzenia procesu, opisują izotermy adsorpcji, przedstawiające zależność między ilością substancji zaadsorbowanej, a stężeniem równowagowym . Izotermy adsorpcji feno-

lu wyznaczono dla warunków nieprzepływowych. Badania realizowano w naczyniach o zawartości 0,25 dm^3 adsorptywu i 2,5 g sorbentu, dla następujących stężeń fenolu C_0: 1, 5, 10, 15, 20, 40, 60, 100, 150, 200 $mg \cdot dm^{-3}$. Zawartość adsorbatu w stanie równowagi q_r, po 3 godzinach wstrząsania, obliczono ze wzoru (1).

Na podstawie otrzymanych wyników sporządzono izotermy Freundlicha i Langmuira. Izotermy adsorpcji fenolu na ASS wyznaczono dla temp. 20^0 C i przy pH 6,5.

Adsorpcja fenolu w warunkach przepływowych (filtracja)

Warunki dynamiczne realizowane były metodą filtracji kolumnowej (DN 35 mm). Były realizowane w trzech seriach: z czasem retencji t_{r1} = 1,6 min, t_{r2} = 5 min i t_{r3} = 10 min. Masa adsorbentu w kolumnie wynosiła odpowiednio 58 g i 170 g i 340 g. Filtracja prowadzona była w kierunku z góry do dołu z prędkością 2 $m \cdot h^{-1}$. Przepuszczano przez złoże roztwór fenolu o stężeniu początkowym C_0= 20 $mg \cdot dm^{-3}$. Filtracja trwała do momentu wyczerpania złoża.

Wyznaczaną pojemność sorpcyjną w punkcie wyczerpania złoża wyznaczano z zależności:

$$P = V \cdot (C_0 - C_k)/m \qquad (2)$$

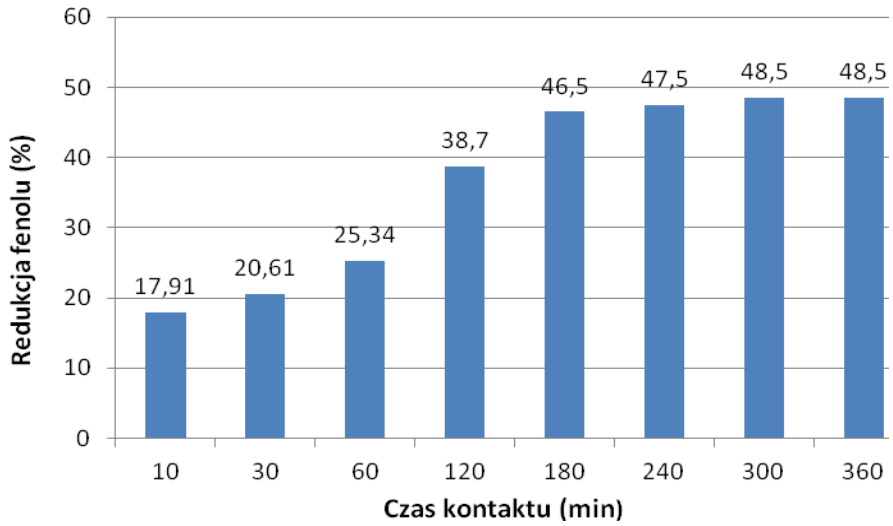
gdzie: P – pojemność sorpcyjna złoża ($mg \cdot g^{-1}$),
V – objętość uzdatnionej wody (dm^3),
C_0 – stężenie początkowe adsorbatu ($mg \cdot dm^{-3}$),
C_k – stężenie fenolu w wycieku ($mg \cdot dm^{-3}$),
m – masa złoża (g).

3. Wyniki badań i ich omówienie

3.1. Kinetyka adsorpcji

Nasycenie adsorbatem każdej cząstki adsorbentu zależy od szybkości dyfuzji cząsteczek pochłanianych do wnętrza granulki. Kinetyka adsorpcji stwarza możliwość określenia zależności szybkości adsorpcji od właściwości adsorbentu i od warunków samego procesu adsorpcji. Osiągany stan równowagi adsorpcyjnej wyraża się zależnością opisującą zmianę ilości zaadsorbowanej substancji w czasie.

Zależność stężenia końcowego adsorbatu dla ASS od czasu adsorpcji opisuje rysunek 1.



Rys.1. Wpływ czasu kontaktu na usunięcie fenolu (na ASS), przy pH 6,5

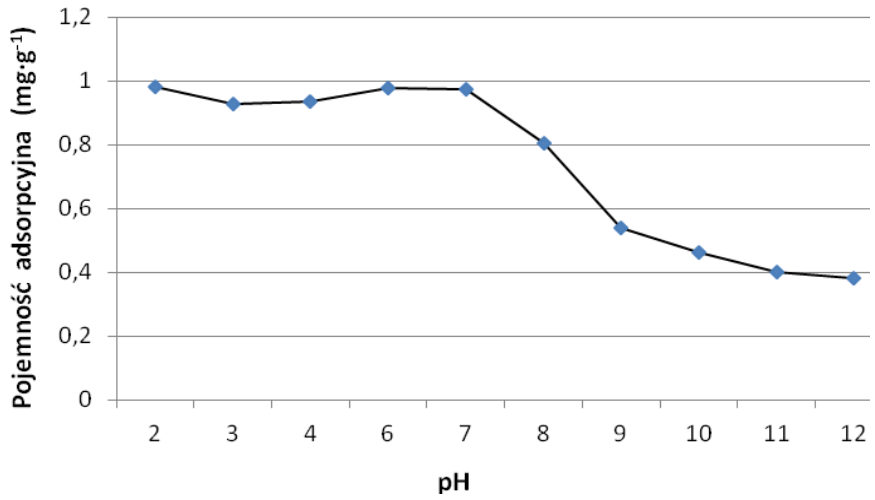
Fig. 1. Effect of contact time for the removal of phenol (onto ASS) at pH 6.5

Z uzyskanych wyników badań można wnioskować, że czas adsorpcji miał istotny wpływ na skuteczność usuwania fenolu. Znacząca redukcja nastąpiła po 120 minutach, czas równowagi adsorpcyjnej został osiągnięty po 180 minutach. Potem nastąpiła stabilizacja i do dalszych badań (wyznaczenie izoterm) przyjęto czas retencji 3 h.

3.2. Wpływ pH

Wpływ odczynu roztworu na adsorpcje fenolu przedstawiono na rys. 2. Dla adsorbentu ASS adsorpcja utrzymywała się na podobnym poziomie od 2 – 7 pH i malała przy odczynie zasadowym.

Odczyn roztworu może mieć wpływ na proces adsorpcji z uwagi na zmianę właściwości powierzchniowych adsorbentu. Dla wielu ciał stałych, jonami potencjałotwórczymi sa jony H^+ i OH^-, z czego wynika, że na potencjał powierzchni można wpływać przez zmianę pH roztworu, w którym znajduje się dane ciało stale. W badanym przypadku nie zauważono silnej adsorpcji jonów potencjałotwórczych na powierzchni ASS, wiec prawdopodobnie ładunek warstwy adsorpcyjnej zmienił swojego znaku (w zakresie odczynu obojętnego ASS, jako glinokrzemian posiada ładunek powierzchniowy ujemny). Wyraźnie widoczna była zależność, że przy wyższych pH zdysocjowane (ujemne) cząstki fenolu (pK_a stała dysocjacji – ok. 9,8 pH) zmniejszały swoje powinowactwo do ASS, dlatego w zakresie wyższych pH adsorpcja fenolu była zdecydowanie mniejsza.



Rys. 2. Wpływ pH na adsorpcję fenolu

Fig. 2. Effect of pH on the phenol adsorption

Dla testowanego adsorbentu wzrost pojemności adsorpcyjnej dla pH poniżej 7 nie był na tyle znaczący, aby wprowadzać korektę odczynu wody. Dalsze badania prowadzono przy pH = 6,5.

3.3. Izotermy adsorpcji

Adsorpcyjne właściwości diatomitów opisano w oparciu o modele Freundlicha i Langmuira[12]:

- Równania Freundlicha:

$$x / m = K \cdot C^{1/n} \tag{3}$$

gdzie : x – ilość substancji zaadsorbowanej [mg]
m – masa adsorbenta [g]
C – stężenie równowagowe [mg·dm^{-3}]
K, n – stałe izotermy

Wartości stałych K i n wyznaczyć można z logarytmicznej postaci równania, która przedstawia się następująco:

$$\log \frac{x}{m} = \log K + \frac{1}{n} \log C \tag{4}$$

- Równanie Langmuira:

$$\frac{x}{m} = \frac{a \cdot b \cdot C}{1 + b \cdot C} \tag{5}$$

gdzie: x/m - pojemność adsorpcyjna
a, b – stałe równania Langmuira
C – końcowe stężenie adsorbatu w roztworze (w stanie równowagi).

Przekształcone równanie Langmuira pozwala na wyznaczenie stałych izotermy a i b:

$$\frac{C}{x/m} = \frac{1}{a \cdot b} + \frac{1}{a} \cdot C \tag{6}$$

Izotermy adsorpcji fenolu dla testowanego adsorbentu przedstawia rys. 3. Przebieg izoterm (wyznaczonych w warunkach statycznych) wskazuje, adsorpcję fenolu na ASS znacznie lepiej opisuje izoterma Freudlicha.

Stałe izoterm i stopień dopasowania zamieszczone są w tabeli 2.

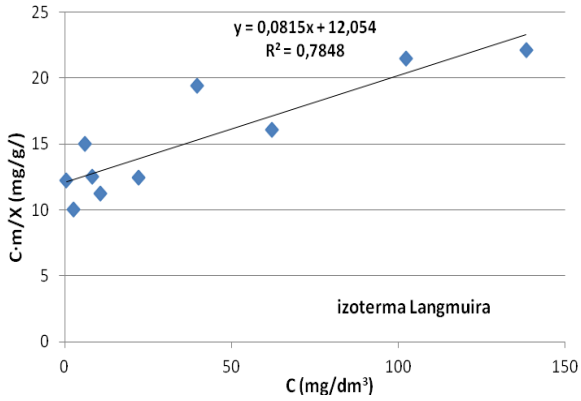
Współczynnik determinacji R^2 dla izotermy Freudlicha był dużo wyższy niż dla izotermy Langmuira, co świadczy o bardzo dobrym dopasowaniu do wartości eksperymentalnych i możliwości obliczania na jego podstawie, pojemności adsorpcyjnych ASS w odniesieniu do fenolu, dla założonych stężeń równowagowych.

Tab. 2. Stałe izoterm dla adsorpcji fenolu na ASS

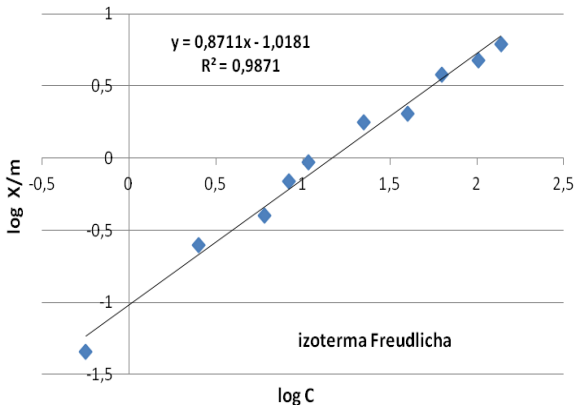
Tab. 2. Constant for adsorption isotherms of phenol onto ASS

Stałe dla izotermy Freundlicha		**Współczynnik determinacji R^2**
K	**n**	
0,096	1,15	0,9871
Stałe dla izotermy Langmuira		**Współczynnik determinacji R^2**
a	**b**	
12,27	0,007	0,7848

a)



b)



Rys. 3. Izotermy adsorpcji fenolu na ASS (pH = 6,5, temp. 20^0 C), a) Feundlicha, b) Langmuira

Fig. 3. Adsorption isotherms of phenol onto ASS (pH = 6.5, temp. 20^0C), a) Feundlicha, b) Langmuira

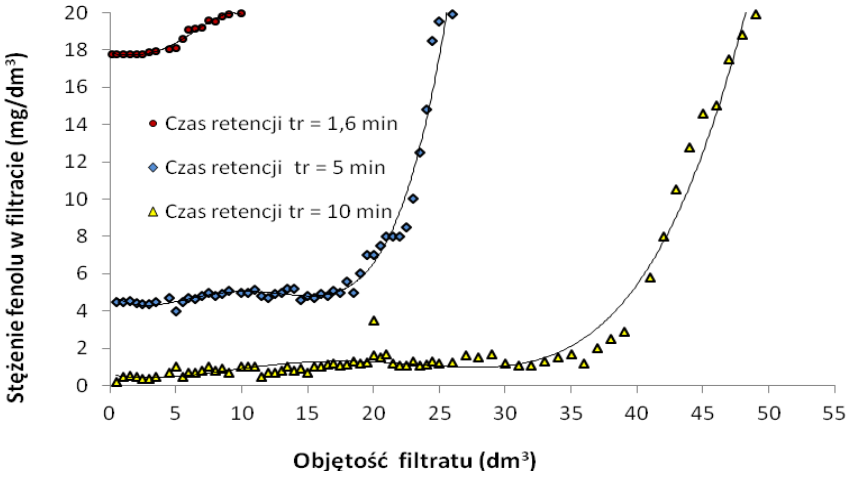
3.4. Dynamika adsorpcji fenolu na ASS

Przebieg filtracji przy różnych czasach retencji, do punktu wyczerpania złóż obrazuje rysunek 4.

Adsorpcja fenolu na testowanych złożach była zróżnicowana. Słabo usuwany był fenol na w kolumnie filtracyjnej z czasem kontaktu tr = 1,6 min. Filtracja była krótka i nawet w początkowej fazie pracy złoża nie uzyskano niskiego stężenia fenolu w wycieku (około 18 $mg \cdot dm^{-3}$). Pojemność adsorpcyjna w punkcie wyczerpania złoża była bardzo mała i wyniosła P = 0,23 $mg \cdot g^{-1}$. Najefektywniej pracowało złoże z najdłuższym czasem retencji tr = 10 minut. Cykl filtracyjny trwał znacznie dłużej (pięcioktotnie), a związki fenolu w początkowej fazie pracy kolumny usuwane były do wartości poniżej 0,5 $mg \cdot dm^{-3}$. W punkcie wyczerpania złoża, przyjętego po przefiltrowaniu 50 litrów adsorptywu, uzyskano po-

jemność adsorpcyjną dziesięciokrotnie większą (P = 2,45 mg·g^{-1}). Niewiele mniejszą pojemność adsorpcyjną otrzymano w przypadku filtracji z czasem retencji tr = 5 minut, wynoszącą P = 2,1 mg·g^{-1}, jednakże stężenie fenolu w wycieku przez dłuższy czas filtracji utrzymywało się na poziomie 4 –5 mg·dm^{-3}.

Po przeprowadzonych filtracjach wyraźnie widać, że czas retencji ma decydujące znaczenie i poprawia skuteczność usuwania fenolu.



Rys. 4. Izoplany usuwania fenolu na złożu ASS, C_0 = 20 mg·dm^{-3}

Fig. 4. Izoplanes removal of phenol onto the ASS bed, C_0 = 20 mg·dm^{-3}

4. Podsumowanie

Przeprowadzony proces adsorpcji na naturalnym attapulgicie (ASS) (handlowa nazwa Abso'Net Superior Special) wykazał przydatność tego minerału do usuwania fenolu z roztworów wodnych.

Na stopień redukcji fenolu miał wpływ odczyn roztworu. Najkorzystniejszy był poniżej 7 pH. Adsorpcja fenolu malała wraz ze wzrostem alkaliczności roztworu.

Równowagę adsorpcyjną można analizować w oparciu o model Freundlicha, którego dopasowanie do warunków eksperymentalnych, w odniesieniu do ASS, było bardzo dobre, zaś uzyskane stałe K i n porównywalne z wieloma innymi adsorbentami (bentonit, węgle aktywne, diatomit i inne [3, 8, 17].

Usuwanie fenolu w warunkach dynamicznych, w procesie filtracji na złożu z czasem kontaktu t = 10 minut, okazało się dość skuteczne. Badania wykazały, że adsorbent o granulacji 0,6 - 1,3 mm zastosowany jako złoże adsorpcyjne mógłby stanowić alternatywę dla skutecznego podczyszczania roztworów zawierających fenol o stężeniach nie przekraczających 20 mg·dm^{-3}.

Literatura

[1] An F., Gao B., Feng X., Adsorption mechanism and property of novel composite material PMAA/SiO_2 towards phenol, Chemical Engineering Jurnal, 2009, 153 (1-3), 108-113.

[2] Anielak A.M., Chemiczne I Fizykochemiczne Oczyszczanie Ścieków, PWN, Warszawa 2000.

[3] Banat F. A., Al-Bashir B., Al-Asheh S., Hayajneh O., Adsorption of phenol by bentonite, Environmental Pollution, 2000, 107 (3), 391-398.

[4] Bielicka- Daszkiewicz K.: Usuwanie fenolu z wód ściekowych przez utlenianie., Przemysł chemiczny nr 87(1), 2008, 24-32.

[5] Campbell M., Ph.D, Staff Toxicologist, Reproductive and Cancer Hazard Assessment: Section Evidence on the developmental and reproductive toxicity of phenol, California, 2003.

[6] Dąbrowski A., Adsorption from theory to practice. Advances in Colloid and Interface Science, nr 93 (2001), 135-224.

[7] Dąbrowski A. i inni: Adsorpcja fenoli na węglu aktywnym., Wiadomości chemiczne t. 59, nr 7-8, 2005, 639- 694.

[8] Dursun G., Handan Çiçek H., Dursun A.Y.. Adsorption of phenol from aqueous solution by using carbonised beet pulp, Journal of Hazardous Materials, 2005, 125, (1-3), 175-182.

[9] Federal Office for the Environment (FOEN), Micropollutants in municipal wastewater. Processes for advanced removal in wastewater treatment plants , Bern, 2012.

[10] Kaleta J., Fenole w środowisku wodnym, Ekologia i Technika, nr 1(73), Bydgoszcz, 2005, 3-11.

[11] Kaleta J., Proces sorpcji w usuwaniu wybranych zanieczyszczeń organicznych z roztworów wodnych, Z.N.P.Rz., nr 241, z. 43, Rzeszów 2007, 17-30.

[12] Khraisheh M.A.M., Al-Degs Y. S., Mcminn W. A.M., Remediation of wastewater containing heavy metals using raw and modified diatomite, Chemical Engineering Journal 99, 177–184, 2004.

[13] Liu Q-S., Zheng T., Wang P., Jiang J.P., Li N., Adsorption isotherm, kinetic and mechanism studies of some substituted phenols on activated carbon fibers, Chemical Engineering Journal, 2010, 157, (2-3), 348-356.

[14] Magrel L., Uzdatnianie wody i oczyszczanie ścieków. Urządzenia, procesy, metody., Wyd. Ekonomia i Środowisko, Białystok, 2000.

[15] Mc Murry J., Chemia Organiczna, PWN, 2000.

[16] Mohd Din A.T., Hameed B.H., Ahmad A.L., Batch adsorption of phenol onto physiochemical-activated coconut shell, Journal of Hazardous Materials, 2009, 161 (2-3), 1522-1529.

[17] Puszkarewicz A., Analiza adsorpcji fenolu na surowych i modyfikowanych diatomitach karpackich, Chemia, Dydaktyka, Ekologia, Metrologia 2010, R. 15, nr 2, 189.

[18] Rybiński, P., Janowska G., Palność oraz inne właściwości materiałów i nanomateriałów elastomerowych. Cz. II. Nanokompozyty elastomerowe z attapulgitem, nanokrzemionką, nanowłóknami, nanorurkami węglowymi, Polimery 2013, nr 7-8, 533.

[19] Subramanyam B., Das A., Study of the adsorption of phenol by two soils based on kinetic and isotherm modeling analyses, Desalination, 2009, 249 (3), 914-921.
[20] Szperliński Z.: Chemia w ochronie i inżynierii środowiska. Część I., Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2002, 335- 367.
[21] Zhang J.: Phenol removal from water with potassium permanganate modified granular activated carbon, Journal of Environmental Protection, 4(2013), 411 - 417.

REMOVAL OF PHENOL IN ADSORPTION PROCESS

S u m m a r y

The natural mineral adsorbent (raw attapulgite - Abso'Net Superior Special (ASS)) was used for removing phenol compounds from water solutions. The adsorptive properties of attapulgite have been determined using static and dynamic methods. The tests were performed on/with a model solution of phenol at initial concentration of C_0=20 g·dm^{-3}, at the temperature of 20^{0}C. For tested attapulgite grades the adsorption processes was described adequately by Froundlich adsorption isotherms. The tests showed that phenol adsorption proceeded slightly better in neutral and acid reaction. Based on the research, it was found that the adsorption time had a considerable impact on the efficiency of removing phenol. Time adsorption equilibrium occurred after 180 minutes. In the flow conditions, the most effectively worked the bed with the longest retention times tr = 10 min. The compounds of the phenol in the initial phase of operation of the column were removed to less than 0.5 mg·dm^{-3}. At the point of exhaustion deposits obtained adsorption capacity P = 2.45 mg·g^{-1}. Removal of phenol by filtration on a bed of attapulgite - Abso'Net Superior Special (ASS) proved effective. Studies have shown that the adsorbent with particle size 0.6 -1.3 mm used as an adsorbent bed could be an alternative to the effective pretreatment solutions containing phenol of concentration not exceeding 20 mg·dm^{-3}.

Keywords: phenol, adsorption, filtration, attapulgite

Przesłano do redakcji: 30.05.2015r.
Przyjęto do druku:30.10.2015r.

DOI: 10.7862/rb.2015.160

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 363-377

Mateusz RAJCHEL[1]
Tomasz SIWOWSKI[2]

RESEARCH ON THE HYBRID FRP COMPOSITE – CONCRETE BRIDGE GIRDER

The hybrid bridges are composed of FRP composites and concrete, in which FRP girders work compositely with RC deck slab. The hybrid bridge can be characterized by, among others, high stiffness and strength, excellent durability and thus low life cycle costs. Recently several HB have been built in Spain and USA. The construction of the first Polish innovative road hybrid bridge is planned as a part of the R&D project *ComBridge*. It will also be one of the largest (in terms of span length) of this kind in the world. The bridge will be built of FRP box girders made by infusion process and lightweight concrete deck slab reinforced with GFRP bars. The slab will be connected with the girders with special kind of shear studs and adhesive. The Rzeszow University of Technology (RUT) as the research partner in R&D project is responsible for structural testing of girder-slab connections, GFRP reinforced concrete slab and the full hybrid FRP/RC girder in full scale in the laboratory. After the bridge is built the RUT will carry out the proof test of the completed structure. The aim of the paper is to describe static tests of the full-scale hybrid FRP/RC girder and to present testing results in terms of its general behavior, carrying capacity, failure modes and FEM model validation.

Keywords: FRP composite girder, lightweight concrete slab, GFRP reinforced concrete, hybrid FRP/RC bridge, static full-scale test.

1. Introduction

A major concern for many bridge superstructures (decks/beams) is the significant reduction in durability and life expectancy caused by the corrosion of the reinforcing steel and the corresponding deterioration of the concrete. As one of the solutions to this problem, structural applications of fiber reinforced polymer (FRP) composites have recently been attractive in the civil en-

[1] Author for correspondence: Mateusz Rajchel, Rzeszow University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, mrajchel @prz.edu.pl
[2] Tomasz Siwowski, Rzeszow University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, siwowski@prz.edu.pl

gineering community due to their superior material properties such as high specific strength, and high corrosion resistance, excellent durability, low cycle costs [6]. To make the best use of materials, combinations of FRP and conventional materials have recently been investigated by a number of researchers. According to Mirmiran [5], the most effective use of FRP composites in civil structural applications is in the form of a hybrid construction with concrete. Hillman and Murray [4] proposed the innovative idea of a hybrid FRP–concrete structural system for flexural members, which led to the concept of hybrid beam (HB). Deskovic et al. [3] investigated the short-term behavior of hybrid FRP–concrete beams. Van Erp [8] proposed hybrid FRP–concrete beams for bridge applications. The weight of the hybrid beam was about one-third that of the corresponding concrete beam. The proposed structural type was a box section. A layer of concrete was placed on top of GFRP box in the compressive zone of the section. Kitane and Aref [7] proposed a basic concept of a hybrid FRP–concrete bridge superstructure. The proposed structural type was comprised of trapezoidal box sections. Kitane et al. concluded that the hybrid FRP–concrete bridge superstructure is highly feasible from a structural engineering point of view.

Concrete has good compressive strength combined with relatively low cost, whereas FRP has high tensile strength but relatively high cost. The hybrid FRP – concrete bridge superstructure systems are intended to have durable, structurally sound, and cost effective hybrid system that will take full advantage of the inherent and complementary properties of FRP materials and concrete. The development of a hybrid system that combines FRP composites with conventional materials provides a solution to reduce the initial cost, simultaneously providing a challenge for the design of such systems. Final construction costs can be even lower than conventional materials if such factors as more efficient design, transportation costs and lifting equipment costs are taken into account. The application of hybrid FRP composites could also contribute to a reduction of life cycle costs (LCC) and environmental load. While the initial cost of composite materials is usually higher than alternative construction materials, many life-cycle costs could be eliminated or drastically reduced with the use of FRP composites.

The primary objective of this study was to apply a hybrid FRP–concrete structural system to bridge superstructure systems and verify the viability of the proposed system experimentally and computationally. As a trial case, a prototype bridge superstructure was designed as a simply-supported single span two-lane bridge with a span length of 21.0 m [9]. A test specimen, fabricated as a full scale model of the prototype bridge girder, was subjected to a series of loading tests: nondestructive tests (flexure, dynamic response, creep, fatigue) and destructive tests (flexure, shear). This paper summarizes the results from the static flexural testing and discusses the performance of the proposed bridge girder.

2. Description of the tested FRP/RC girder

2.1. Geometry

The test was carried out on a full-scale FRP/RC hybrid girder with the theoretical span of 21,0 m and the total length of 22,0 m. The FRP/RC hybrid girder fully reflects the geometry, construction and static scheme of FRP/RC hybrid girder in the real bridge to be built on site. The tested girder consisted of a FRP composite beam with the depth of 1,00 m, which was covered with the concrete deck slab having the thickness of 0,18 m and the width of 2,48 m. The FRP beam was U-shaped with an open top. The deck slab was reinforced with GFRP bars with a diameter of 12 mm (Fig.1). The connection of the FRP composite girder and concrete deck slab has been made by means of steel shear studs with M20 thread and epoxy adhesive. The each cross section had four shear studs (two for flange at a spacing of 150 mm). Shear studs spacing in longitudinal direction was constant 180 mm.

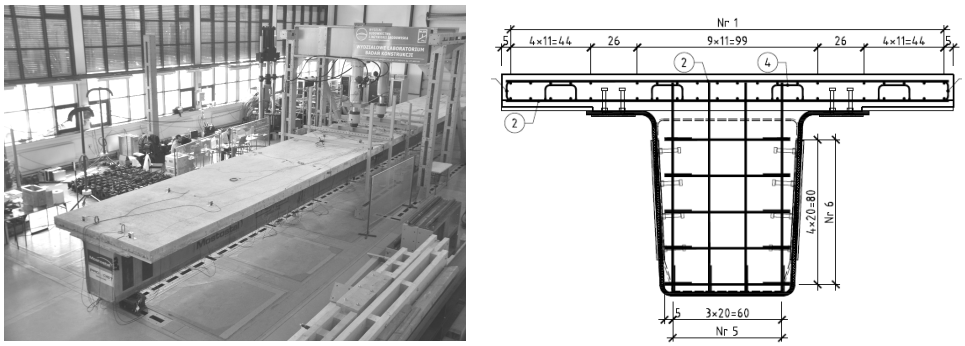


Fig. 1. FRP/RC girder in the laboratory (left) and its cross-section (right)

Rys. 1. Dźwigar FRP/RC w laboratorium (po lewej) i przekrój poprzeczny (po prawej)

2.2. Materials

The FRP beam consisted of three basic materials: carbon laminate, glass laminate and a foam. The detailed FRP laminates design was based on the former experience of the RUT gained during realization of the R&D program on all-composite FRP footbridge [10]. The FRP composite box beam was fabricated with the infusion process using vinylester resin. A uniform thickness of the top flange was 25,2 mm, thickness of the bottom flange was 19,0 mm and thickness of the webs was 22,6 mm.

The lower flange was made of 28 fiber layers, i.e. 17 layers of carbon fibers with 0° orientation and 11 layers of E-glass fibers with ± 45° orientation. The top flange was made of 32 layers of E-glass fibers with 0 ° and ± 45 ° orienta-

tion. Finally the sandwich web was made of 9 layers of E-glass fiber with ± 45° orientation and foam in-between with a thickness of 15 mm. The material constants of basic constituent materials and the strength of the basic component materials (laminates) are established in material tests and are shown in Table 1 and 2.

Table 1. The material constants (in material axis)

Tabela 1. Stałe materiałowe (w osi materiału)

No.	The type of fabric/material	Fiber orientation	Weight fabric	Nominal thickness of laminate	Modulus of laminates in the longitudinal / transverse directions		Poisson's ratio		Shear modulus
		-	-	-	E_x	E_y	ν_{xy}	ν_{yx}	$G_{xy} = G_{yx}$
		[deg]	[kN/m^2]	[mm]	[GPa]	[GPa]	[-]	[-]	[GPa]
1	Glass	± 45	1200	0,8	12,06	12,06	0,49	0,49	3,04
2	Glass	0	1200	0,80	42,13	10,87	0,29	0,075	2,71
3	Carbon	0	600	0,60	115,76	5,72	0,41	0,021	3,32

Table 2. Strength (in material axis)

Tabela 2. Wytrzymałość (w osi materiału)

Lp.	Layer	Fiber orientation	Normal strength				Shear strength of the laminate plane XY
			Along the fibers		Across the fibers		
		[deg]	X_t [MPa]	X_c [MPa]	Y_t [MPa]	Y_c [MPa]	S_{xy} [MPa]
1	Glass 1200 g/m^2	± 45	520,0	320,0	520,0	320,0	60,0
2	Glass 1200 g/m^2	0	855,0	537,0	44,0	84,0	25,0
3	Carbon 600 g/m^2	0	1150,0	464,0	12,0	94,0	54,0

Table 3. Orthotropic and isotropic material properties (in material axis)

Tabela 3. Ortotropowe i izotropowe właściwości materiałowe (w osi materiału)

Lp.	Element	Modules Young E_x [GPa]	Modules Young E_y [GPa]	Poisson's Ratio XY	Poisson's Ratio YX	Kirchhoff modules XY [GPa]	Kirchhoff modules YX [GPa]
1	Top flange	33,844	12,628	0,28	0,13	2,816	2,816
2	Bottom flange	77,561	9,971	0,35	0,11	3,213	3,213
3	Webs	6,194	6,194	0,01	0,01	0,928	0,928
4	Concrete LC 35/38	22,38	-	0,2			9,33
5	Foam	0,09	0,09	-	-	-	-
6	Bars GFRP	57,8	-	0,19	-	-	-

The concrete deck slab was made of lightweight concrete of LC 35/38 class. The real compressive strength of the concrete at the date of testing was 42,1 MPa. The support zones of the FRP beam was also filled with lightweight concrete LC 35/38. Reinforcing GFRP bars were made of glass fibers and polyester resin and have the average tensile strength of 1018,77 MPa and the average elongation at break of 1,92%. The steel shear connectors were designed for a yield strength of 355 MPa. Orthotropic and isotropic material properties (in material axis) of all materials used for the girder are shown in Table 3.

2.3. Design load

The bridge and its girders were designed to fulfill the requirements of the Polish bridge standard [9]. According to this standard the total weight of the truck to be allowed to pass the bridge is 40 metric tons. For code checking the ULS & SLS design criteria are based on the CSA Standard [2]. The SLS criterion governed the design and it is based on vertical deflections and natural frequencies limitations of the FRP/RC girder.

3. The static test program

3.1. General description

The girder was subjected to a comprehensive static tests on the test stand of the accredited laboratory at the RUT (Fig.1). The aim of this study was to assess the behavior of the girder under static load and carrying capacity evaluation, checking of failure modes and validation of FEM model used to design the bridge.

The loading procedure for the girder followed closely the procedure described in the project specifications for the girders used in the actual bridge. The load relevant to calculated inner forces was selected to represent the bending moment and transverse force in phase II (composite cross-section), reflecting characteristic and design load according to the standard used for designing of the bridge (Table 4).

Table 4. The values of the test load

Tabela 4. Wartości obciążeń badawczych

Laboratory tests	
The design value of internal forces	The value of the test load (2P)
The characteristic bending moment (1834,0 kNm)	2 × 195,1 = 390,2 kN
The design bending moment (2745,0 kNm)	2 × 292,0 = 584,0 kN
The characteristic transverse force (405 kN)	2 × 405,0 = 810,0 kN
The design transverse force (607,0 kN)	2 × 607,0 = 1214,0 kN

The static testing had several objectives. The first objective was to determine the ultimate capacity and failure mode of the hybrid girder. The second objective was to determine the level of load and strain associated with the onset of significant damage. This objective was accomplished based on evaluation of the acoustic emission (AE) data.

3.2. Loading procedure

The girder was tested in four-point bending using two 630 kN hydraulic actuators mounted on a steel frame. Actuator spacing was 2,2 m (Fig. 2). The load was distributed on the contact surface 2,50×0,30 m of the deck slab.

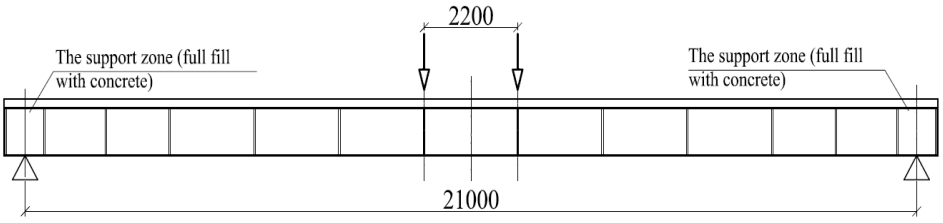


Fig. 2. Loading scheme of the girder

Rys. 2. Schemat obciążenia dźwigara

The girder was loaded statically in five stages with several increasing load levels (Table 3 and Fig.3).

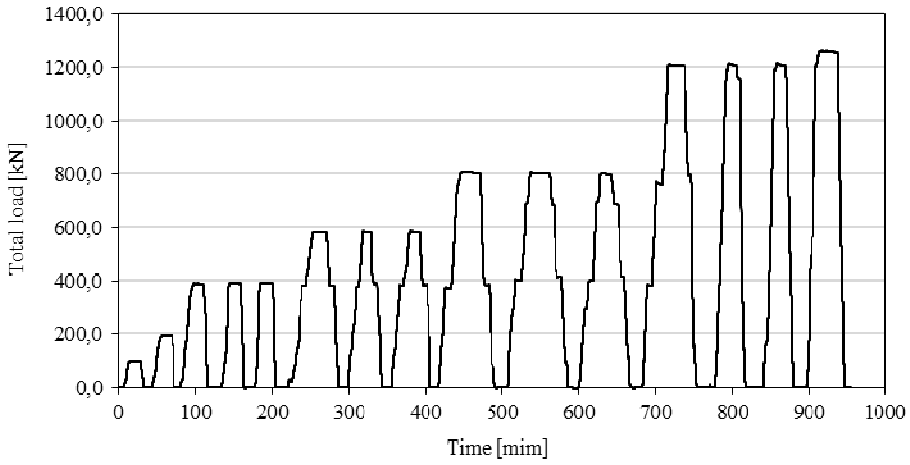


Fig. 3. Loading scheme for static testing of FRP/RC hybrid girder

Rys. 3. Schemat obciążenia w badaniach statycznych hybrydowego dźwigara FRP/RC

The following stages were used to load the girder up to the border load testing machine actuators equal 1260 kN: the characteristic and design bending moment (total load: 390,2 kN and 584,0 kN, respectively) and the characteristic and design transverse force (total load: 810,0 kN and 1014,0 kN, respectively). About 15 minute load holds were used for intermediate load steps and 30 min load hold was used at each peak load. The purpose of load hold periods is to reduce non-genuine AE data and facilitate the damage, if any.

3.3. Instrumentation

The 46 electrical resistance gauges were used for strain measurement: 11 strain gauges on the bottom flange, 6 on the top flange, 2 square rosettes on the web, 4 strain gauges on the shear studs and 13 gauges on the concrete slab deck. Displacements were recorded with 18 transducers along the length of the girder and at bearing pad location. Figs 4 and 5 show the location of the strain gauges and displacement transducers in the middle section of the girder, on the deck slab and the bottom flange. Calibrated load cells were used to monitor the load. Load, strain, and displacement data were recorded one every second during testing with a digital data acquisition system. AE data was also recorded continuously with 92 channel monitoring system. Since any considerable failure during static test was not be seen, the determination of internal damages in the FRP composite beam was mainly based on the AE data. The AE measurement and its results are out of the scope of this paper.

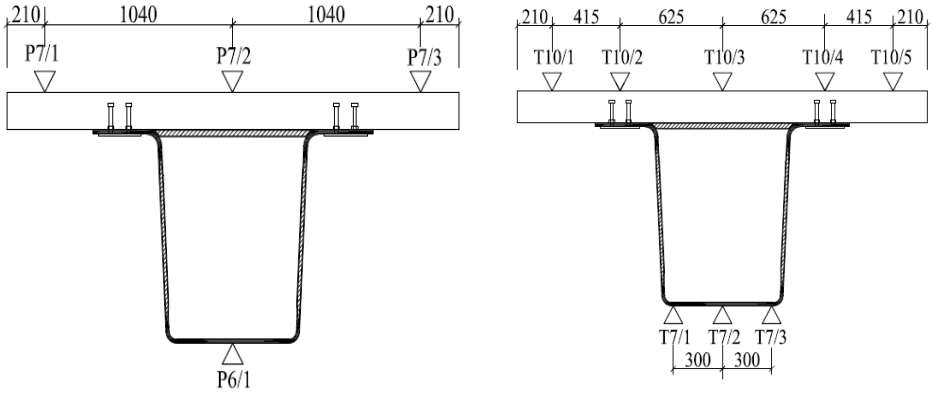


Fig. 4. Instrumentation layout for FRP/RC hybrid girder in the mid span: P – displacement transducers (left), T – strain gauges (right)

Rys. 4. Rozmieszczenie czujników w środku rozpiętości hybrydowego dźwigara FRP/RC: P – czujnik przemieszczeń (po lewej), T – mierniki odkształceń (po prawej)

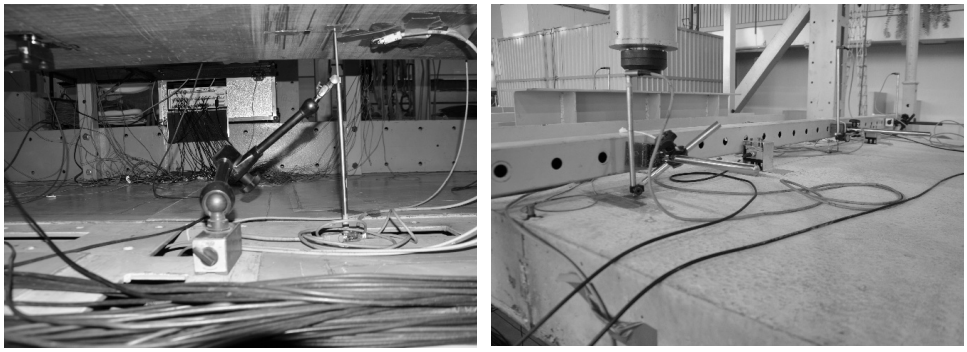


Fig. 5. Displacement transducers under the bottom flange (left) and on the deck slab (right)

Rys. 5. Czujniki przemieszczeń pod pasem dolnym (po lewej) i na płycie pomostu (po prawej)

4. Experiment results

On the following figures the main testing results regarding strains and displacement are presented. Only the last load stage (0 – 1260 kN) results are shown reflecting the total linear behavior of the girder in the whole scope of loading. Figure 6 shows the displacement plot in the measuring point located on the deck slab in the middle of the girder for the last load cycle (0 – 1260 kN). Figures 7 and 8 show the strain plots in the measuring points located on the deck slab and bottom flange in the middle span of the girder.

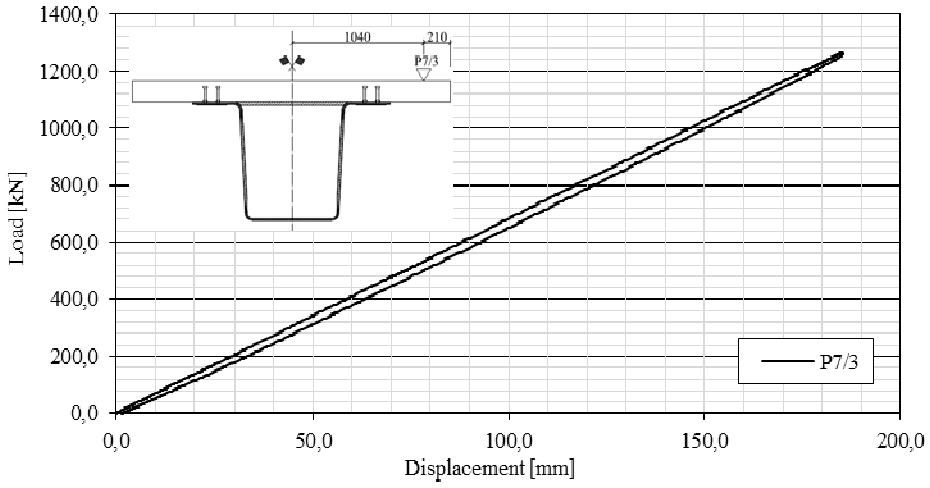


Fig.6. Mid-span displacement plot

Rys. 6. Wykres przemieszczeń w środku rozpiętości

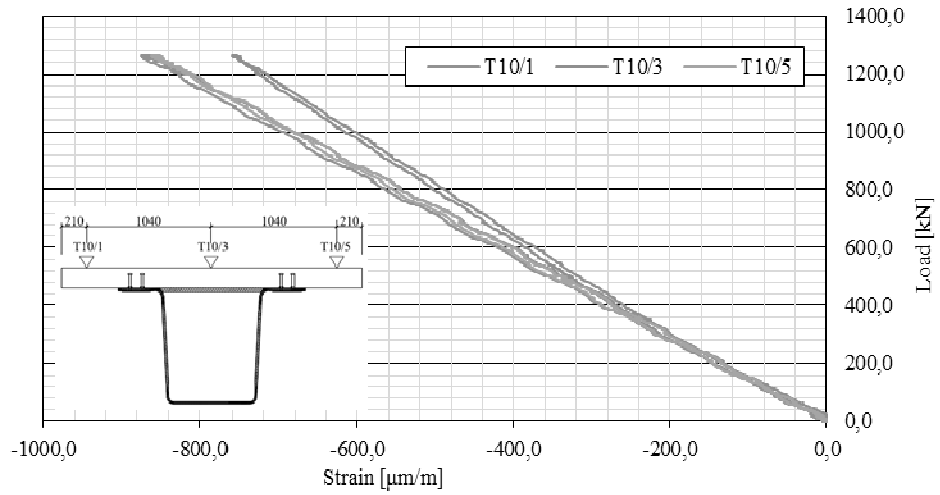


Fig.7. Concrete strain plots in the deck slab in mid-span cross-section

Rys. 7. Wykres odkształceń betonu w płycie pomostu w przekroju w środku rozpiętości

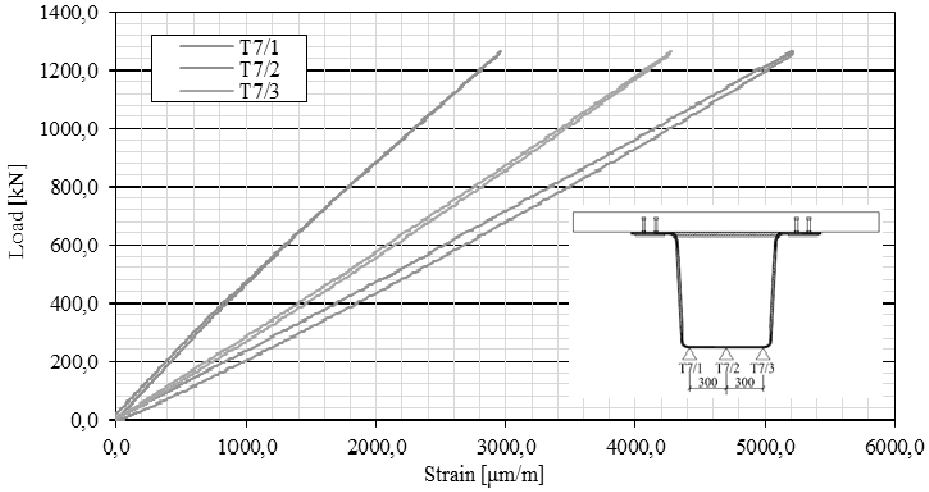


Fig.8. FRP strain plots in the bottom flange in mid-span cross-section

Rys. 8. Wykres odkształceń FRP w pasie dolnym w przekroju w środku rozpiętości

Under maximum load of 1260,0 kN (2 × 630,0 kN) the tested girder had no global destruction. However, during loading in the last stage several local damages could be seen in the form of:

- local fiber delamination in both flanges and in transition zone between web and upper flange (Fig.9 and 10);

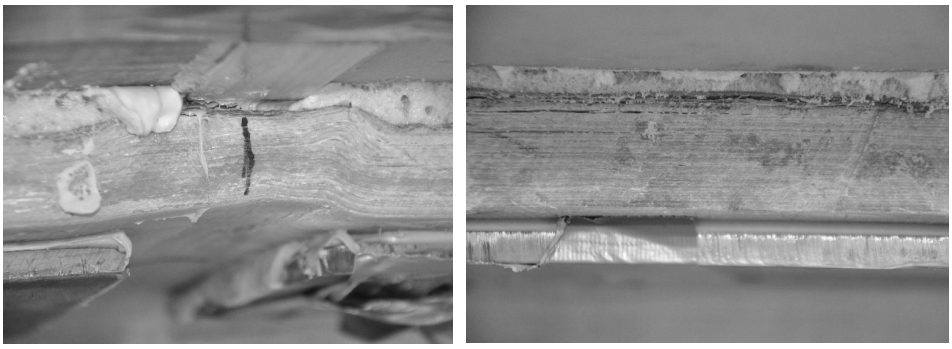


Fig.9. Delamination of the upper flange in the middle of the span (the location of structural notch in the production stage of the girder)

Rys. 9. Rozwarstwienie pasa górnego w środku rozpiętości (lokalizacja strukturalnego karbu powstałego w fazie produkcji dźwigara)

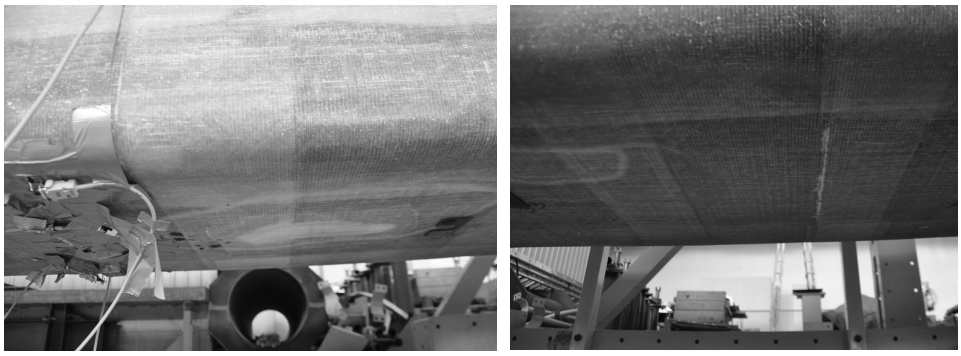


Fig.10. Delamination and scratch of the bottom flange laminate under the load point of the testing machine

Rys. 10. Rozwarstwienie i zarysowanie pasa dolnego zlokalizowane pod punktem przyłożenia obciążenia z siłownika

- failure of the epoxy adhesive, joining steel plates of shear studs with the upper flange (Fig.11);
- increasing local permanent deformation of the transition zone between the bottom flange and the web which formed during the production of FRP beam (Fig.11);
- scratch the laminate in the bottom flange.

Most of these local failures was due to structural notches in FRP material.



Fig.11. Increasing permanent deformation (the location of structural notch in the production stage of the girder) at the transition zone between the bottom flange and web in the middle of the span (left) and the failure of epoxy glue connecting upper flange and steel plate of shear studs

Rys. 11. Wzrost trwałych deformacji (lokalizacja strukturalnego karbu powstałego w fazie produkcji dźwigara) w strefie przejściowej między dolnym pasem a środnikiem w środku rozpiętości dźwigara (po lewej) i zniszczenie kleju epoksydowego łączącego górny pas z stalową blachą łączników zespalających

The FRP/RC hybrid system behaved linearly until the applied total research load of 1260 kN (Fig. 6, 7, 8) and no residual displacement was observed after unloading (Fig.12). Permanent deformations arising during the production of FRP beam not adversely affect the behaved linearly of the FRP/RC hybrid girder.

Under the maximum load (1260 kN) the maximum strain of the bottom flange was equal 5,209‰, which corresponds to the tension stresses of 603 MPa in the carbon laminate and 219,5 MPa in glass laminate oriented 0˚ in the direction of the longitudinal axis of the beam. The maximum stress of the carbon laminate was 52,6%, while the glass laminate 25,7% of the characteristic strength of individual laminates according to Table 3. The concrete slab deck was not scratched under the load of 1260 kN. It should be noted that the girder reached the load-bearing capacity at the maximum range of actuators testing machine without undergoing the global destruction. The maximum girder's capacity established in the test (in terms of bending moment) was $M_n = 5922{,}0$ kNm, which is 323% of the characteristic bending moment on which the girder was designed.



Fig.12. Global behavior of the girder under maximum load (1260 kN)

Rys. 12. Ogólne zachowanie się dźwigara przy maksymalnym obciążeniu (1260 kN)

5. FEM model and evaluation of general behavior

The numerical study was conducted for the girder under static tests with the use of the FEM code *Sofistik 2014* (Fig. 13). Eight-node solid elements, with three degrees of freedom at each node were used for the concrete deck and concrete support zones of the girder. Four-node shell elements with 10 individual layers were used for the modelling of FRP beam. All elements were given characteristic of the material as shown in Table 1 and 2. The FEM model consisted of 8999 nodes which described 5130 shell elements and 2029 solid elements.

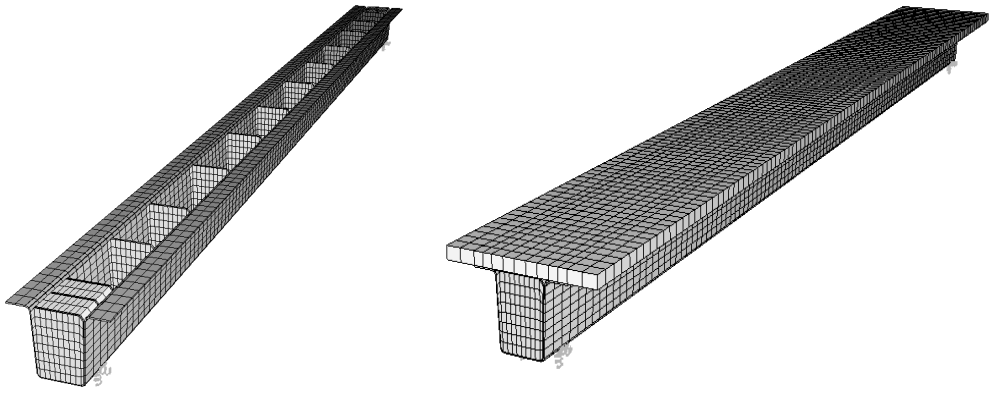


Fig.13. Visualization of the FEM numerical models: FRP beam (left) and FRP/RC girder (right)

Rys. 13. Wizualizacja modelu numerycznego MES: belki FRP (po lewej) i dźwigara FRP/RC (po prawej)

Comparison of the numerical FEM results with the experimental results is shown by the force/strain and the force/displacement plots (Fig. 14 and 15).

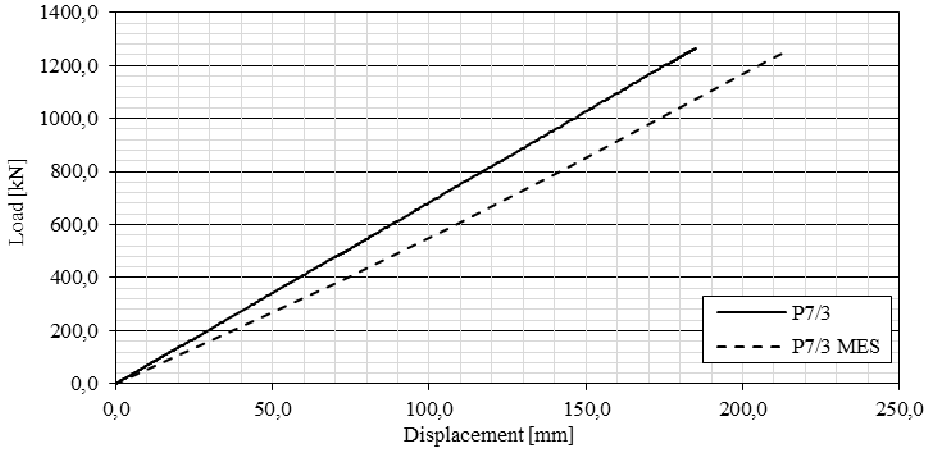


Fig.14. Comparison of experimental and FEM displacement at the point P7/3

Rys. 14. Porównanie przemieszczenia w punkcie P7/3 otrzymanych z badań i modelu MES

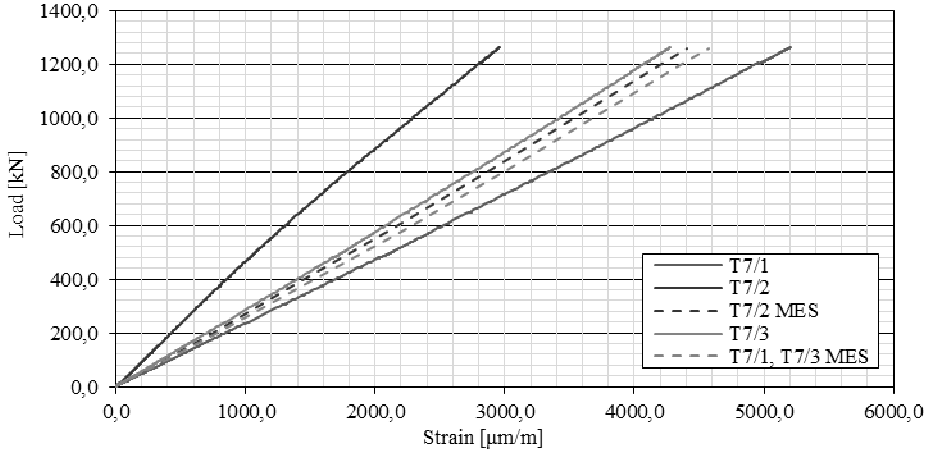


Fig.15. Comparison of experimental and FEM strains at the points T7/1-3

Rys. 15. Porównanie odkształcenia w punkcie T7/1-3 otrzymanych z badań i modelu MES

The comparison of experimental and theoretical (FEM) results showed acceptable accuracy of the numerical model of approximately 86% at the maximum load level and much less on the design load level. This result validated the FEM model as the reliable design tool for analyzing the actual bridge on design stage. However, a computer program *Sofistik* have no possibilities

to model the inner structure of FRP. Because of the large number of FRP layers, the middle layers had to be replaced with a uniform material with average parameters resulting from the characteristic substitutable materials. It decreased the accuracy of the FEM model behavior in comparison to the actual FRP/RC girder. For the scientific purposes more sophisticated FEM code should be used with the inner procedures dedicated to model FRP composite structures and their behavior under loading.

6. Conclusions

The paper describes the results of studies determining the behavior of the FRP/RC hybrid girder under static tests. Analyzing the main findings of research it should be stated that the girder was not globally destroyed under the total load of 1260 kN, i.e. its global coefficient of safety could be estimated as more than 3,0. It is quite good result for this pioneering and innovating structure ensuring the safety and reliability of the bridge made of four such girders will be high enough. In the entire load range the girder worked perfectly linearly. When compared to the calculated design load, the ultimate load could be estimated as approximately 2,2 times greater and this indicates the original design was very conservative and there is a wide range of optimization with the help of validated FEM model. The proposed numerical model showed acceptable accuracy of approximately 86%. In order to increase the accuracy of the FEM model, the analysis of composite material in a more advanced FEM program, which is dedicated to this type of material, should be undertaken.

This research project is supported by the National Centre of Research and Development in the frame of *DEMONSTATOR+* programme, the project title: "*Com-Bridge: Innovative road bridge with FRP composites*" (No. UOD-DEM-1-041-/001).

Bibliography

[1] Chen Y., Ziehl P.H., Harrison K.W. Experimental characterization and optimization of hybrid FRP/RC bridge superstructure system. Journal of Bridge Engineering, Vol.14, Issue 1, pp. 45-54, 2009.

[2] CSA STANDARDS S806-12. Design and construction of building structures with fibre – reinforced polymers. 2012.

[3] Deskovic N., Triantafillou T.C., Meier U. Innovative design of FRP combined with concrete: short-term behavior. Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No.7, pp.1069–1078, 1995.

[4] Hillman J.R., Murray T.M. Innovative floor systems for steel framed buildings. Mixed structures, including new materials. In: Proceedings of IABSE Symposium, Brussels, Belgium, IABSE, Zurich, vol. 60, p. 672–675, 1990.

[5] Mirmiran A., Shahawy M., Beitleman T. Slenderness limit for hybrid FRP–concrete columns. Journal of Composites for Construction, Vol.5, No.1, pp.26–34, 2001.

[6] Keller T. Use of fibre reinforced polymers in bridge construction, Structural Engineering Documents, No. 7, IABSE, Zurich, Switzerland. 2003.

[7] Kitane Y., Aref A. Static and fatigue testing of hybrid fiber-reinforced polymer–concrete bridge superstructure. Journal of Composites for Construction, Vol.8, No.2, pp.182–190, 2004.

[8] Van Erp G.M. Design and analysis of fibre composite beams for civil engineering applications. Proceedings of the 1st ACUN International Composites Conference, Composites: Innovations and Structural Applications. Sydney, pp.229-238, 1999.

[9] Siwowski T., Kaleta D., Kulpa M. The design of the first Polish road bridge made of FRP composites. Inżynieria i Budownictwo, Vol. LXXI, No. 9, pp. 465-470, 2015 (in Polish).

[10] Siwowski T., Poneta P., Kulpa M. Development and research on the innovative FRP girder for bridge application. The proceedings of 37th IABSE Symposium "Engineering for Progress, Nature and People", Madrid, IABSE Report Vol.102, pp. 2239-2246, 2014.

BADANIA HYBRYDOWEGO KOMPOZYT FRP – BETON DŹWIGARA MOSTOWEGO

S t r e s z c z e n i e

Mosty hybrydowe składają się z kompozytów FRP i betonu, w który dźwigary FRP pracują wspólnie z płytą RC pomostu. Most hybrydowy charakteryzuje się między innymi dużą sztywnością i nośnością, doskonała trwałość, a co z tym związane niskimi kosztami utrzymania. W ostatnich latach powstało kilka mostów hybrydowych w Hiszpanii i USA. Budowa pierwszego w Polsce nowatorskiego hybrydowego mostu drogowego jest planowana jako część projektu badawczo-rozwojowy ComBridge. Będzie to również jeden z największy (pod względem rozpiętości przęsła) tego rodzaju most na świecie. Most będzie budowany z dźwigarów skrzynkowych FRP wytworzonych w procesie zalewania, oraz płytę pomostu z betonu lekkiego, zbrojonego prętami GFRP. Płyta będzie zespolona z dźwigarem za pomocą specjalnych sworzni ścinanych i przyczepności. Politechnika Rzeszowska jako partner projekcie badawczo-rozwojowym, jest odpowiedzialna za badania doświadczalne w laboratorium, łączników dźwigara z płytą, płyty zbrojonej prętami GFRP, oraz całego dźwigara hybrydowy FRP/RC w naturalnej skali. Po wykonaniu mostu, Politechnika Rzeszowska przeprowadzi próby pełnej konstrukcji. Celem artykułu jest opisywanie badań statycznych hybrydowego dźwigara mostowego FRP/RC w skali naturalnej, oraz przedstawienie wyników badań pod względem jego ogólnego zachowania, nośność, rodzaj zniszczenia i sprawdzenie poprawności modelu numerycznego MES.

Słowa kluczowe: dźwigar kompozytowy FRP, płyta z betonu lekkiego. Beton zbrojony prętami GFRP, most hybrydowy FRP/RC, badania statyczne w skali naturalnej

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.161

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 379-391

Alexander A. RIABENKO[1]
Volodymyr V. CHERNYUK[2]
Oksana A. KLYUHA[3]
Oksana A. HALYCH[4]
Dmytro M. POPLAVSKIY[5]

MATHEMATICAL AND HYDRAULIC MODELLING OF UNDULAR JUMP

The article considers the problem of undular jump's mathematical and hydraulic modelling. The cases of undular jump formation during different hydrotechnical constructions work are given. If the specifity of undular jump, especially wavelike free-surface and departure of from pressure distribution will not be taken into account, it can put to difference between designed and real hydraulic regimen. This factor can bring to miscalculation during designing, building and exploitation of constructers. All that shows the issue urgency of undular jump characteristics calculations and modelling. The article gives existent differential equations of free-surface of near-critical flows, which include undular jump.
The disadvantage of given differential equations and their solutions are made, based on produced analysis. Consequently, addressing the mentioned existing misconceptions about the undular jump, it is necessary take into account inclination and curvature of streamlines in initial section of considered phenomena. The original mathematical model of near-critical flow, which takes into account this factor, are suggested. On the basis of this model, the differential equation was derived – with its general and specific solutions – for the free-surface profile of the considered phenomena.
The results of undular jump laboratory researches, which were made on experimental setup, are demonstrated. The comparison of theoretical calculations with experimental data has provided a good convergence of the results.

Keywords: modelling, undular jump, solitary wave, cnoidal waves, mathematical modelling, laboratory investigation.

[1] Author for correspondence: Alexander A. Riabenko, National University of Water management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine
[2] Volodymyr V. Chernyuk, Lviv Polytechnic National University, Lviv, Ukraine
[3] Oksana A. Klyuha, National University of Water management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine
[4] Oksana A. Halych, National University of Water management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine
[5] Dmytro M. Poplavskiy, National University of Water management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine

1. Introduction

The mathematical and hydraulic modelling very often are used during investigation of difficult hydraulic phenomena. The results of hydraulic modelling are useful for getting the net results during consideration the particular practical task and also for the actual material, which is necessary to correcting the existing and development of new theories.

Recently, a lot of publications about undular jump have evidenced, that a considerable attention has been paid to discovering of this phenomenon. Undular jump is transitional phenomenon from supercritical to subcritical flows and is characterized by undulations of water free-surface with a gradual attenuation of waves (fig. 1). The depth at the beginning of undular jump is $h_1<h_{cr}$, and in the bending points of the free-surface curve is $h_2>h_{cr}$, where h_{cr} – is critical depth. The maximum depth h_c is usually located beneath the crest of the first wave.

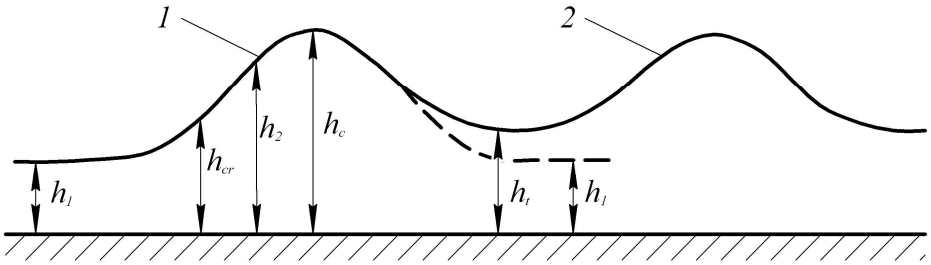


Fig. 1. Scheme of undular jump: 1 – solitary wave, 2 – conoidal waves

Rys. 1. Schemat skoku falistego: 1 – fala pojedyncza, 2 – fala konoidalna

The beginners who started researching this phenomenon were Darcy and Bazin, Bőss, Bakhmetev, Sukhomel [2, 3, 5, 15]. Lately, a considerable attention has been paid to the development of theoretical methods for modelling of the free-surface profile of the undular jump, based on analytical [7, 8, 11] and numerical solutions [10] of the relevant differential equations, which are part of this phenomenon's mathematical modelling. The hydraulic modelling of undular jump in the process of this problem's research in laboratory conditions are described in works [4, 6, 13].

2. The occurrences of undular jump formation. Urgency of an issue

Analysis of information demonstrates that undular jump under suitable conditions can occur to the extent of different hydrotechnical constructions (fig. 2). Wave propagation for long distances can bring to appearance of different dynamic stress. And this can bring to destroy of structural members and channel stream bank erosion.

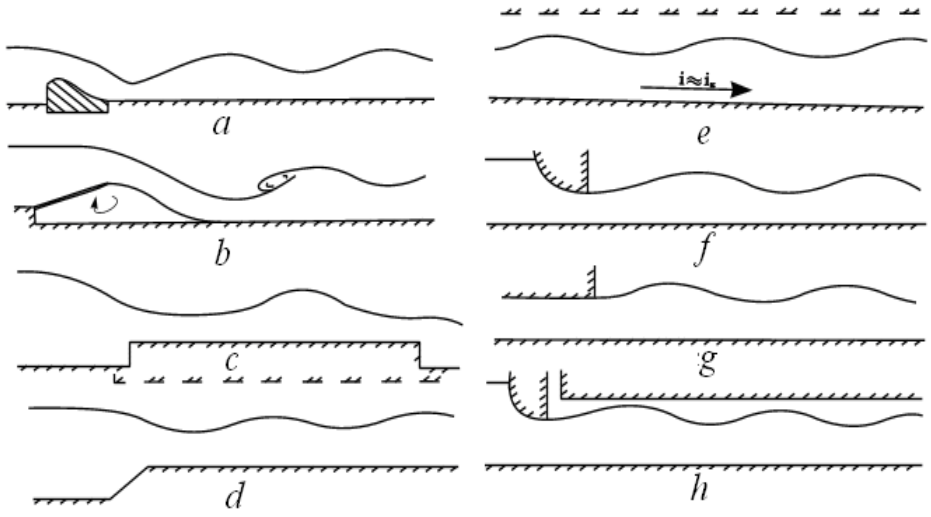


Fig. 2. The occurrence of undular jump formation: a – downstream from weirs, b – downstream from offtake regulators and low-head spillways, c – on broad-crested weirs, d – at the entry of channels or free-flow tunnels, e – in free - flow channels, tunnels, pipelines, culverts, f – downstream from water-gates with smooth or broken shape of low part, g – at the entry of tunnels' and tubes' sluice port, h – in tunnels with boom

Rys. 2. Istniejące formacje skoku falistego: a – od jazu z nurtem, b – od regulatorów wypływu i niskogłowicowych przelewów spustowych z nurtem, c - od szeroko zwieńczonych jazach, d – na wejściu kanałów lub tunelach wolnoprzepływowych, e - w wolnoprzepływowych kanałach, tunelach rurociągach, przepustach, f – od bramy wodnej z gładkim albo łamanym kształtem dolnej części z nurtem, g – przy wejściach tuneli, rur, poru śluzy, h - w tunelach z zasuwą

If the specifity of undular jump, especially wavelike free-surface and departure of from pressure distribution will not be taken into account, it can put to difference between designed and real hydraulic regimen. This factor can bring to miscalculation during designing, building and exploitation of constructers. All that shows the issue urgency of undular jump characteristics calculations and modelling.

3. Difference equations of undular hydraulic jump

Development of calculation relations, which describe the free-surface profile of the undular jump and other types of hydraulic phenomena with a wavelike surface (round-crested and broad-crested weirs, solitary wave, cnoidal waves, translation waves etc.), is based on basic equations of the classic hydraulics, such as: equations of energy and momentum preservation, equation of continuity, the Euler's formula, and equations of Bernoulli and Saint-Venant. The nonlinear partial differential equations of Boussinesq and Korteweg-de

Vries are usually applied in relations for the unsteady flows with a wavelike surface. For the steady flows the time component is not considered, which significantly simplifies the equations. Relevant to the task, the most characteristic differential equations are provided from the previous analysis in this article.
The Korteweg – de Vries equation, general:

$$h_t = K_1 h h_x - K_2 h_{xxx} = 0, \tag{1}$$

where: indices near depth h mean derivative of this parameter;

The Korteweg – de Vries equation by Bhatnagar [1] in the form of cubic polynom

$$h'^2 = \frac{1}{3\delta}\left(-h^3 + 3Ch^2 + 6Ah + 6B\right); \tag{2}$$

The Serre's equation [14] expressed via specific energy E

$$h'^2 = \frac{6g}{q^2}\left(-\frac{h^3}{2} + Eh^2 + C_1 h + \frac{q^2}{2g}\right); \tag{3}$$

The Serre's equation [14] expressed via momentum M

$$h'^2 = \frac{3g}{q^2}\left(-\frac{h^3}{2} + C_2 h^2 - Mh + \frac{q^2}{2g}\right). \tag{4}$$

where: δ, A, B, C, C_1, C_2 – are integration coefficients and constants.

The differential equations (1) – (4) describe quite a large number of hydraulic processes with a nonlinear free-surface. If for a linear channel's floor with no or insignificant inclination, the solutions for the equations (1) – (4) can be transformed to well-known formulas of the solitary wave:

$$h = h_1 + (h_c - h_1)\,sch^2\left[\frac{x}{2}\sqrt{\frac{3g}{q^2}(h_c - h_1)}\right] \tag{5}$$

and conoidal waves:

$$h = h_1 + (h_c - h_1)\,cn^2\left(\frac{x}{\Delta}, k\right), \tag{6}$$

where: Δ and k – are parameters of the waves.

The mentioned previous analysis allowed concluding the following shortcomings of the differential equations (1) – (4) and their solutions:

a) Application of the equations (3) – (5) is complicated by presence of unknown parameters K_1, K_2, A, B, C, E, M, δM and the integration constants C_1, C_2. Those variables can be found by different methods depending on the type of phenomenon, applied mathematical model, and approach for defining the limiting conditions. Solutions for the variables are usually found for simplified conditions – for the sections of the flow with slowly changing motion and hydrostatic pressure distribution. Such approach is reasonable for many practical situations. However, for the phenomena where such sections do not exist (*e.a.* cnoidal waves, undular jump with non-hydrostatic pressure distribution in the initial section), that approach cannot be applied as will lead to inconsistencies and errors.
b) The formulas (5) and (6) cannot be considered as the complete solution for the differential equations (1) – (4), as they include the maximum depth h_c, which is a priori unknown and finding its value is one of the main practical tasks of practical calculations.
c) Dimensional and dynamic conditions of the flow in the initial section of the considered phenomena (with the depth h_1) remain unknown. Additionally, it is unknown and not accounted if there are inclination and curvature of streamlines (non-hydrostatics) in the initial section.

Consequently, addressing the mentioned existing misconceptions about the undular jump, the wrong stereotypes, and inappropriately used differential equations – requires the development of a principally original and conceptual new mathematical model for the wavelike near-critical flows. It is imperative that such model would have to account for possible inclination and curvature of streamlines in the initial section of the considered phenomena.

4. Mathematical model of the near-critical flows that accounts possible non-hydrostatic pressure distribution in the initial section

Identification and accounting for inclination and curvature of streamlines are critically important for modern research of the undular jump and other near-critical phenomena. This problem is generally considered in hydraulics, fluid mechanics, and some specific works, but only for a random section of a flow. It is the Riabenko's genuine approach, applied in the provided original mathematical model, to relate and account for possible hydrostatic and non-hydrostatic conditions specifically in the initial section of the undular jump and other types of the near-critical flows.

The calculation scheme for the model is provided on the Fig. 3. It assumes a flat linear channel with the bottom's slope $0 \leq i < i_{cr}$; $0x$ axis corresponds to the bottom of the channel and is in direction of the flow; $0y$ – in accordance with existing theoretical schemes – goes through the crest of the first wave.

In a case for hydrostatics in the initial section – section 0-0 with no inclination and curvature of the streamlines – $h' = h''=0$; in a case for non-hydrostatics in the initial section – section 1-1 with no inclination but considerable curvature of the free-surface curve – $h'=0$, $h''>0$.

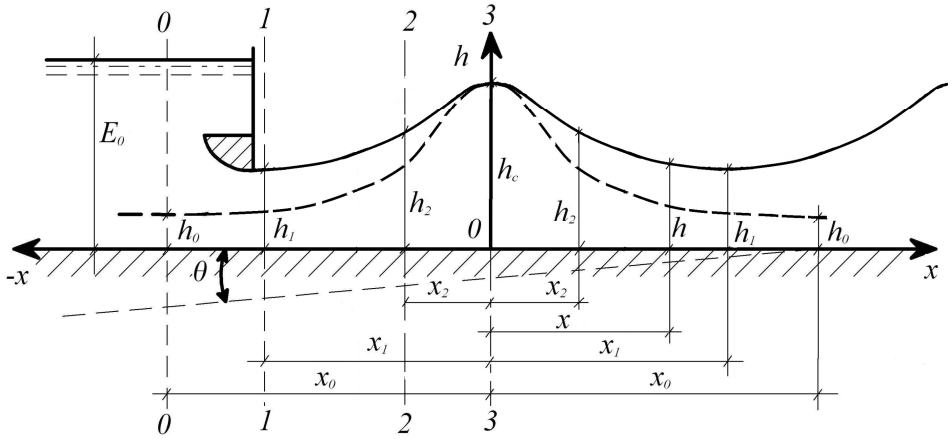


Fig. 3. The calculation scheme for wavelike near-critical flows

Rys. 3. Schemat obliczania falistego przepływu blisko krytycznego

Developed in accordance to the set requirements, the mathematical model for the wavelike near-critical flows is based on the well-known Serre's relations [14] for specific energy E and moment M, which account (for) inclination and curvature of streamlines via, accordingly, the first h' and the second h'' derivatives of the $h(x)$ function of the free-surface curve. Mathematical description of the problem can be expressed either via energy E:

$$\left.\begin{aligned} E &= h + \frac{q^2}{2gh^2} + \frac{q^2 h''}{3gh} - \frac{q^2 h'^2}{6gh^2}, \\ \frac{dE}{dx} &= i - i_f, \\ \frac{dq}{dx} &= 0, \end{aligned}\right\}, \tag{7}$$

where: i_f– friction slope.

Limiting conditions. At the selected position of coordinate axes, the limiting conditions for the characteristic sections of the considered phenomena can be expressed as following:

$$\left.\begin{aligned}
&a)\ x=0,\ h=h_c, h'=0, h''<0, E=E_c, M=M_c;\\
&b)\ x=x_2, h=h_2,\ h'>0,\ h''=0,\ E=E_2, M=M_2;\\
&c)\ x=x_1, h=h_1,\ h'=0, h''>0, E=E_1, M=M_1;\\
&d)\ x=x_0=\infty, h=h_0, h'=0, h''=0, E=E_0, M=M_0.
\end{aligned}\right\} \tag{8}$$

The indexes "0", "1", "2", and "c" in the above relations and henceforth imply that values correspond, accordingly, to the sections 0-0, 1-1, 2-2, and 3-3. Additionally, it is assumed that the pressure distribution in the section 2-2, which is the section at the inflection point of the free-surface curve, is approximately hydrostatic.

Applied method to determine energy, momentum, and integration constants. Distinctive features of the developed mathematical model, applied method of integration, received differential equations, and their solutions are the following. Determination of the energy E, the momentum M, and the relevant integration constants is processed not for a nominal section placed at infinity with slowly changing motion and hydrostatic pressure distribution, but for a real initial section 1-1 of the considered phenomena. It is advantageous that characteristics of the section can be evaluated in both theoretical and practical way. It is considered that pressure distribution in the initial section 1-1 is either hydrostatic or non-hydrostatic. Presence, absence, and the level of possible deviation from hydrostatics in a random section of the wavelike near-critical flows is evaluated with the cross-linked coefficients of non-hydrostatics s, hydrodynamic pressure t and potential energy β.

The mentioned coefficients have the following relations for the parabolic law of pressure distribution in depth [13]:

$$\beta=\frac{1+2s}{3};\quad t=\frac{4s-1}{3};\quad \beta=\frac{1+t}{2}, \tag{9}$$

besides, for the hydrostatics – the coefficients s, t, β is equal unit.

In accordance with the provided information and additionally assuming that $E = const$, $i = 0$ energy E and integration constants C_1 can be expressed for the section 1-1 in the following way:

$$E=E_1=\beta_1 h_1+\frac{q^2}{2gh_1^2}, \tag{10}$$

$$C_1=\left(\frac{1}{2}-\beta_1\right)h_1^2-\frac{q^2}{gh_1}, \tag{11}$$

5. Generalized differential equation of the free-surface profile and its solutions

Consideration of the system (7) for the limiting conditions (8) and with application of the relations (9) – (11) in work [13], has resulted with the development of the generalized differential equation for the free-surface profile of the wavelike near-critical flows:

$$h'^2 = \frac{3}{Fr_1}\left[-\eta^3 + (2\beta_1 + Fr_1)\eta^2 - (2\beta_1 - 1 + 2Fr_1)\eta + Fr_1\right], \tag{12}$$

where: $\eta = h/h_1$, Fr_1 – the Froude number in the section 1-1, calculated by formula

$$Fr_1 = \frac{v_1^2}{gh_1^3} = \frac{q^2}{gh_1^3}. \tag{13}$$

With performed integration of the differential equation (12), it has been obtained the general solution of the equation in the form of the system presented below [13]:

$$\left.\begin{aligned} \eta &= \frac{h}{h_1} = 1 + (\eta_c - 1)\,\mathrm{cn}^2\left(\frac{x}{\Delta}, k\right), \\ \Delta &= 2h_1\sqrt{\frac{\eta_c Fr_1}{3(\eta_c^2 - Fr_1)}}, \\ k &= \sqrt{\frac{\eta_c(\eta_c - 1)}{\eta_c^2 - Fr_1}}, \\ \eta_c &= \frac{1}{2}\left[t_1 + Fr_1 + \sqrt{(t_1 + Fr_1)^2 - 4Fr_1}\right]. \end{aligned}\right\} \tag{14}$$

This solution corresponds to the position of the coordinate axes as shown on the Fig. 3. and it describes cnoidal waves and is true for the following conditions:

$$\left.\begin{aligned} Fr_1 &\lessgtr 1, \\ s_1 &\geq 1. \end{aligned}\right\} \tag{15}$$

If pressure distribution in the initial section of the considered phenomena is hydrostatic ($s_1 = t_1 = \beta_1 = 1.0$), the differential equation (14) can be significantly simplified and expressed in the following form:

$$h'^2 = \frac{3}{Fr_1}(\eta - 1)^2 (Fr_1 - \eta), \tag{16}$$

and its solution can be drawn to the well-known relation (5) for the solitary wave.

It is important to accentuate that the undertaken analysis has revealed that for the applied condition s_1=1,0 in the equation (16) it absolutely required that $Fr_1 > 1$; hence the physical meaning of the solution for the solitary wave is possible only if:

$$\left.\begin{array}{l} s_1 = 1{,}0\,, \\ Fr_1 > 1{,}0\,. \end{array}\right\} \tag{17}$$

6. Experimental setup and research technique

Hydraulic modelling of undular jump, as an other types of open channel flows, usually is made by Froude criteria Fr_1 [9, 12]. Laboratory researches of undular jump were performed in the National University of Water and Water Management and Nature Resources Use. Investigations for plane-point conditions were conducted on the experimental setup, which is described in work [13]. This setup is constructed as rectangular channel. The length of the channel is 39,0 m, the width is 1,0 m and the height is 1,0 m. The first part of the channel (fixed part) has length 23,1 m and it is installed on steel truss, and other part (mobile part) has length 15.9 m and has ability to change its bad slope. The channel bottom is concrete with smooth surface. In the experiments it was used 6 positions of water-gate along the length of the channel.

Investigated undular jump was formed by using scheme of water discharge from water-gate. Low part configuration of water-gate could be changed, when it is necessary. The depth of downstream was controlled by using pivot-leaf gate, which was installed at the end of the experimental setup. Besides, this depth could be regulated by changing the bad slope of channel ending part.

The experimental setup had 2 groups of piezometers (the whole amount 95) to measure the bottom-loading pressure along the centre line of flow. Intake openings were located with interval 5,0 cm.

During investigation of undular jump with the use of water-gate the positions of undular free-surface over intake openings of piezometers were measured by mobile point-gauge.

On the ground of experimental data the locations of water free-surface and pressure gradient line were defined and other characteristics of investigate phenomenon.

7. Comparison theoretical and experimental data of undular jump free-surface profile

The fig. 4 shows the comparison of two experiments of undular jump free-surface profiles with theoretical calculations of undular jump free-surface profiles by Hager-Hutter method [9], method by recommendations of Russian Scientific Research Institute of Hydrology, named by B.E. Vedeneev (VNIIG) [8] and suggest method, which is used equations system (14). Thereat, the undular jump is presented in the aggregate of solitary and cnoidal waves and the connection of these equations' solutions is doing in section of jump's first crest. The cositing of comparison profile is made also in this section.

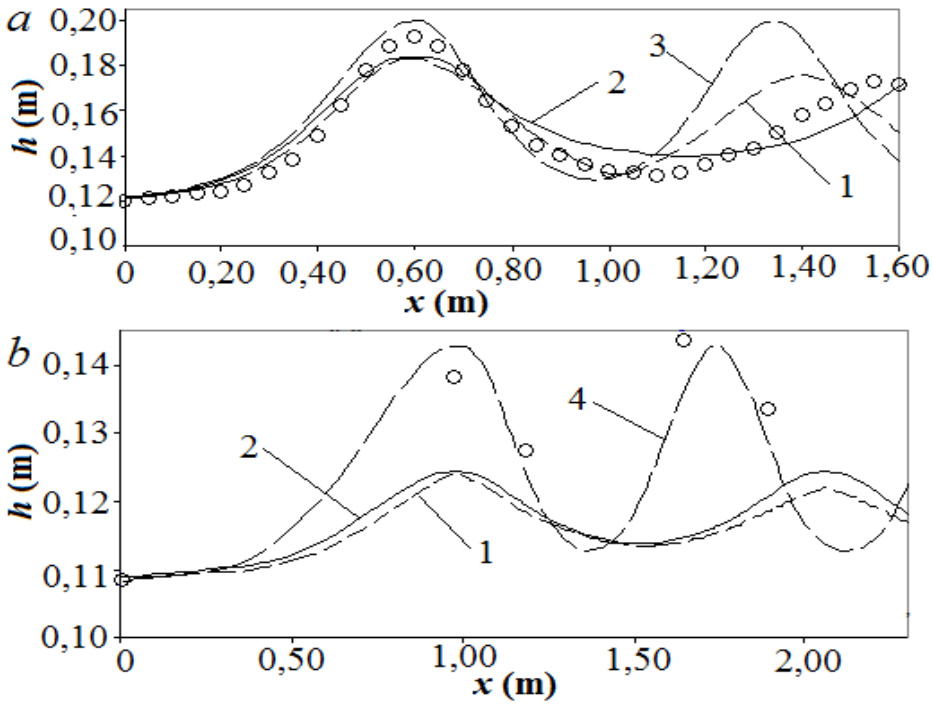


Fig. 4. Undular jump free-surface profiles: a – experimental test by Riabenko [13] (q = 0,161 m^2/s, h_1= 0,12 m, Fr_1 = 1,53, s_1 = 1,07); b – experimental test by Chanson [4] (q = 0,12 m^2/s, h_1=0,1086 m, Fr_1 = 1,16, s_1 = 1,0); 1-4 – profiles built using theoretical relations: 1 – Hager-Hutter [8]; 2 – VNIIG [7]; 3-4 – mathematical model eq. (14) (3: s_1=1,07; 4: s_1=1,03); ○ – experimental data points

Rys. 4. Profile skoku falowego wolnej powierzchni: a – badanie doświadczalne wg Riabienko [13] (q = 0,161 m^2/s, h_1 = 0,12 m, Fr_1 = 1,53, s_1 = 1,07); b – badania doświadczalne wg Chanson [4] (q = 0,12 m^2/s, h_1 = 0,1086 m, Fr_1 = 1,16, s_1 = 1,0); 1-4 - profile otrzymane z wzorów teoretycznych: 1 - Hager-Hutter [8]; 2 - VNIIG [7]; 3-4 - model matematyczny wg. (14) (3: s_1 = 1,07; 4: s_1 = 1,03); ○ – punkty z badań doświadczalnych

The analysis of getting information about undular jump free-surface profiles in domain of the small Froude numbers allowed making next provisions. The results of calculations by methods of Hager-Hutter, of VNIIG and also of Riabenko with non-hydrostatic coefficient s_1=1 are very closed to each others. In case of non-hydrostatic presence in initial section of undular jump with very small Froude numbers, which are closed to unite (fig. 4b), Hager-Hutter and VNIIG methods, which are not take into account this factor, give unacceptable results. Riabenko's method takes into account possibility of non-hydrostatic in initial section and gives satisfactory convergence with experimental data. If suppose, that there was non-hydrostatic in initial section of undular jump in Chanson's experimental data (fig. 4b), and calculate free-surface profile by using Riabenko's method, then theoretical results The theoretical results would be corresponded preferably for non-hydrostatic coefficient s_1 = 1,03.

8. Conclusions

1. The developed mathematical model takes into account for possible inclination and curvature of streamlines (via coefficients s_1, t_1, β_1) and, accordingly, for possible deviation from hydrostatics in the initial section of the considered phenomena.
2. Comparison of the undular jump free-surface profiles built on the basis of the developed model (14) with ones built on the basis of experimental data within the same range of the main characteristics – provided a good convergence of the results and confirmed about a principal accurateness of the developed mathematical model.
3. Mathematical and hydraulic modelling, as well as calculations of undular jump and other types of near-critical flows, should be made by two factors in initial section – the Froude number Fr_1 and non-hydrostatic coefficient s_1, which takes into account inclination and curvature of streamlines in this section of the undular jump.

Bibliography

[1] Bhatnagar P.I. Nonlinear waves in one-dimensional dispersive systems. Clarendon Press, Oxford. 1979.
[2] Bőss P. Berechnung der Wasserspiegellage. Forschungsarbeiten. - Heft 284, NW7. - Berlin. - 1927. – 96 ps. (German).
[3] Bakhmetev B.A. On non-uniform liquid flow in open channel, KUBUCH, Leningrad, 1928. – 275 ps. (Russian).
[4] Chanson H. Flow Characteristics of Undular Hydraulic Jump. Comparison with Near-Critical Flows. Report CH 45/95. University of Queensland, Australia. 1995. 202 ps.
[5] Darcy H., Bazin H. Recherches hydrauliques. Parties 1-e et 2-e. – Paris. Imprimerie Impériale. 1865. (French).

[6] Gotoh H., Yasuda Y., Ohtsu I. Effect of channel slope on flow characteristics of undular hydraulic jumps. WIT Trans. Ecology Envir., Vol. 83, 2005. 33–43 ps.
[7] Gunko F.G. Hydraulic calculations of structures, control of turbulence flow. Recommendations for designing. Leningrad. Energia, 1974. – 110 ps. (Russian).
[8] Hager W.H., Hutter K. On pseudo-uniform flow in open channel hydraulics. Acta Mechanica. Vol.53, № 3–4, 1984. 183–200 ps.
[9] Riabenko A., Kravets S., Kojouchko L., Hassane M. Modélisation hydraulique de sécoulements du liquide au voisinage de la profondeur critique. Actes. Colloque Internationalsurl 'Eauetl'Environnement. Alger, 2004. - 180-188 ps. (French).
[10] Rostami F., Shahrokhi M., Saod M.A.M., Yazdi S.R.S. Numerical simulation of undular hydraulic jump on smooth bed using volume of fluid method. Appl. Math. Modelling. 37 (3), 2013. 1514–1522 ps.
[11] Ryabenko A.A. Free Surface Profile of Wavelike Near-Critical Flows and Solitary Solutions of some Differential Equations. Int. Journ. Fluid Mech. Research. Beggell House, Inc. Vol. 28, № 6, 2001. 834–856 ps. (Translated from Ukrainian).
[12] Ryabenko A.A., Klyuha O.A, Tymoshchuk V.S., Halych O.A., Poplavskiy D.M. Innovative tendencies in work management of energy systems by using HPSPP. Pvoceedings of X International Conference «Strategy of Quality in Industry and Education». Varna, Bulgaria, 2014. - 141 -150 ps.
[13] Riabenko A.A. (2003). Theoretical elements and methods of calculations of near-critical fluid flows with a free surface. Thesis for academic degree of doctor of technical sciences: 05.23.16. Rivne, 2003. – 393 ps. (Ukrainian).
[14] Serre F. Contribution a l'étude des éconlements permanents et variables dans les canaux. La Houille Blanche. - 1953. - №3. - P.374 - 388, №6. - 830 – 872 ps. (French).
[15] Sukhomel G.I. Hydraulics. Kiev, Derzhsilhospvydav, 1933. – 280 ps. (Ukrainian).

MODELOWANE MATEMATYCZNE I HYDRAULICZNE SKOKU FALOWEGO

S t r e s z c z e n i e

Artykuł rozważa problemy matematycznego i hydraulicznego modelowania skoku falowego. Podano przypadki tworzenia się skoku falowego przy różnych pracy różnych budowli hydrotechnicznych. Jeśli określony skok falowy, szczególnie fali na wolnej powierzchni nie jest brany pod uwagę rozkład ciśnień, to otrzymane wyniki będą się znajdować pomiędzy projektowanym a rzeczywistym poziomem. Czynnik ten może powodować błędy w czasie projektowania, wznoszenia i eksploatacji budowli. Wskazuje to na konieczność opracowania wzorów i modeli do określania charakterystyk skoków falowych. Artykuł podaje różne wzory dla wolnej powierzchni i przepływów bliskokrytycznych, które zawierają skok falowy.

Niedokładności podanych różnych równań i ich rozwiązania ustalono, na podstawie opracowanych analiz. Wskutek tego, adresując istniejące błędne wyrażenia w stosunku do skoku falowego, trzeba brać pod uwagę nachylenie i krzywiznę linii nurtu w początkowej sekcji rozważanego zjawiska. Zaproponowano oryginalny model matematyczny bliskokrytycznego przepływu, który uwzględnia powyższy czynnik. Na podstawie tego modelu, opracowano odrębne równania - z ogólnymi i szczegółowymi rozwiązaniami - dla zjawiska przepływu o wolnej powierzchni.

Zaprezentowano również wyniki badań laboratoryjnych skoku falowego, które były podstawą analiz. Porównanie obliczeń teoretycznych z wynikami badań doświadczalnych pokazuje dobrą zbieżność wyników.

Słowa kluczowe: modelowanie, skok falowy, pojedyncza fala, konoidalna fala, modelowanie matematyczne, badania laboratoryjne

Przesłano do redakcji:12.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.162

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 393-401

Martina RYSULOVA[1]
Daniela KAPOSZTASOVA[2]
Zuzana VRANAYOVA[3]

SAFETY MANAGEMENT OF GREY WATER - PREVENTION AGAINST POTENTIAL SYSTEM RISKS

Using recycled water or grey water system is relatively new concept in Slovakia, which gives users or investors an impression, that something what is new and unproven, may not be reliable. It is obvious, that in some cases, there may arise the situation, which wasn´t expected and system can fail, despite taking all necessary measures, however this can occur even in systems used safety for years. This report focuses on grey water system application and determines its potential risks, which can bring benefits, especially in terms of prevention of their creation. Then we know to which parts of the system, we have to give special attention, whether in the designing process, using or maintenance and we can ensure efficient and reliable system. This report deals with the potential risks of grey water system and the way how to avoid them, while it is important to remember that naming of the risks are just theoretical, and it doesn´t mean that they will occur.

Keywords: potential risks, control measures, systems parts, risks factors

1. Introduction

It goes without saying, that in systems designing part and during its utilization, we want to ensure safety and functional system. One of the possibilities, how to arrange it, could be naming the potential systems risks, which can occur during the system utilization. Then suggest control measures of this risks, as tool, how to avoid their creation, and system can become more safety and functional.

[1] Author for correspondence: Martina Rysulova, PhD student, Vysokoskolska 4, 042 00 Košice, Slovakia, 00421908075057, martina.rysulova@tuke.sk.

[2] Daniela Kaposztasova, Vice Dean for Education, Vysokoskolska 4, 042 00 Košice, Slovakia, daniela.kaposztasova@tuke.sk.

[3] Zuzana Vranayova, Vice Chairman of Academic Senate, Vysokoskolska 4, 042 00 Košice, Slovakia, zuzana.vranayova@tuke.sk.

Focus of this article is on the potential risks and control measurements of grey water system. This system is reusing waste water from sanitary appliances as sinks, kitchen sinks, baths, showers or washing machines, also known as grey water, again in building water cycle. There are several ways for utilization of this water. After required treatment, when is this water called white water, are most common ways of end use toilets and urinals flushing, cleaning, irrigation or washing machines.

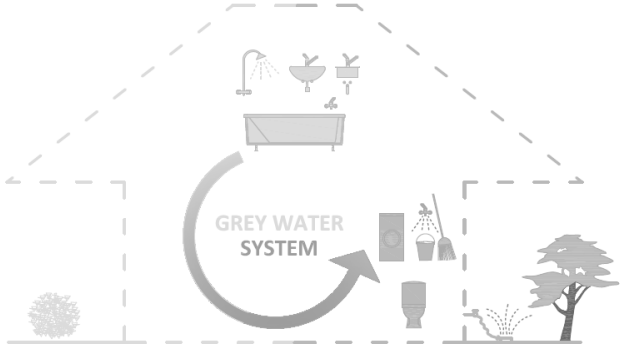


Fig. 1. Schema of grey water system reuse

Rys. 1. Schemat systemu ponownego użycia wody gospodarczej

2. Control measures against potential risks

Before determination of control measures, is important to establish the potential risks of the system. According to this requirement, the system can be divided into four basic parts:

- collection
- accumulation
- distribution
- using

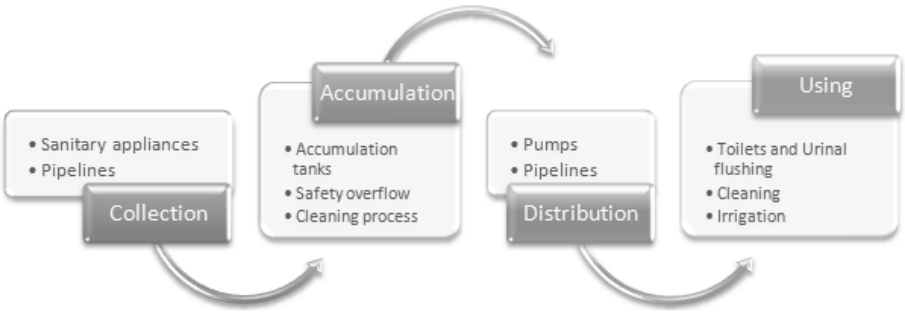


Fig. 2. Schema of the four basic grey water system parts

Rys. 2. Schemat czterech podstawowych części systemu wody gospodarczej

2.1. Collection part

Potential risks in this systems part, are mainly sanitary appliances, from which we are collecting the grey water. Certain possibility of defect can represents also the pipelines, which transports the grey water from their creation part into the wastewater treatment tank and accumulation tanks.

2.1.1. Potential risks

Sanitary appliances is the most risky part of the system, particularly because of the unpredictable quality of discharged water. This quality is directly depended on the users behavior. From sinks may be consciously or unconsciously discharged the dangerous substances, which may have impact on water quality or users health. The situation, when the grey water from showers or baths contains indicators of fecal contamination, which means microbiological contamination of water can occur commonly. As a result of this contamination is again dangerous impact on users health. Discharging the dangerous substances can be expected from kitchen sinks. This water may contain solid particles, such as food scraps, fats and oils, which may cause deposition of impurities in the pipeline and infract the pipelines, activities or clog the pipes.

The potential risks of the pipelines, are depended on the discharged water properties. In case that discharged water contains solid particles, the water flow may be disturbed and the pipes can get stuck, water may be stagnating, and spread odors, what may impact the users comfort.

2.1.2. Control measures

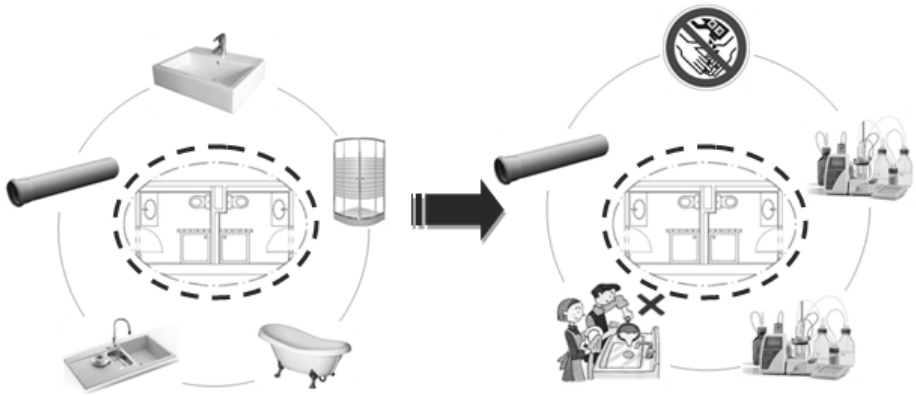


Fig. 3. Schema of systems potential risks and control measures in collection system part

Rys. 3. Schemat systemu potencjalnego ryzyka i środków kontroli w odzyskującej części systemu

Important control measure in this system part is to ensure the discharging of waste water which does not contain the dangerous substances. This requirement is directly dependent on the user and access to utilization of this system. Risk of microbiological contamination of water from baths and showers is difficult to solve, according to fact, that the fecal polution substances, may be discharged into the sewerage unconsciously. But with regular controls of water quality, and its condition will be easier to establish or during system utilization modify sufficient water treatment.

Correct selection of the pipelines material and their regular maintenance, can prevent the formation of all their potential risks.

2.2. Accumulation part

In this systems part, are all of the risks, associated with wastewater treatment plant. and we can divide it into 3 basic parts: accumulation tanks, safety overflow and cleaning process.

2.2.1. Potential risks

The primary risk of the accumulation tanks, may arise already in their designing process. Accumulations tanks could be overdesigned or undersizing. More often situation is overdesigning the system. The reason why is usually system overdesigned is that water demand and daily production of grey water is usually designed on systems load maximum, which is very rare situation. In case that the size of water tank is not sufficient, it is necessary to ensure discharging the water by safety overflow. Excess of water in tank may cause its damage and leakage of water from tank. Therefore it is important, that all tanks have to be fixed and resistant to insects and rodents, because they occurrence in water can dangerously contaminated the water quality.

In case that accumulation tank is provided with safety overflow, but wrongly, as results can occur the several risks. The tank can get broken, which can lead to waters leakage flooding and property damage. The safety overflow, can also serve as a way for rodents or insects into the tank, which presence in thank may have dangerous impact on water quality.

The cleaning process is the most important part of the whole grey water system, because water couldn't be returned back into building without a proper cleaning process. Therefore the risks may arises already in designing process, by choosing an inadequate treatment, what can impact users health. The pump can also means the certain risk, because if we choose the wrong type, with insufficient power, the entire system may failed. Incorrect or missing maintenance of the pump, may restrict or completely stop the systems operation.

2.2.2. Control measures

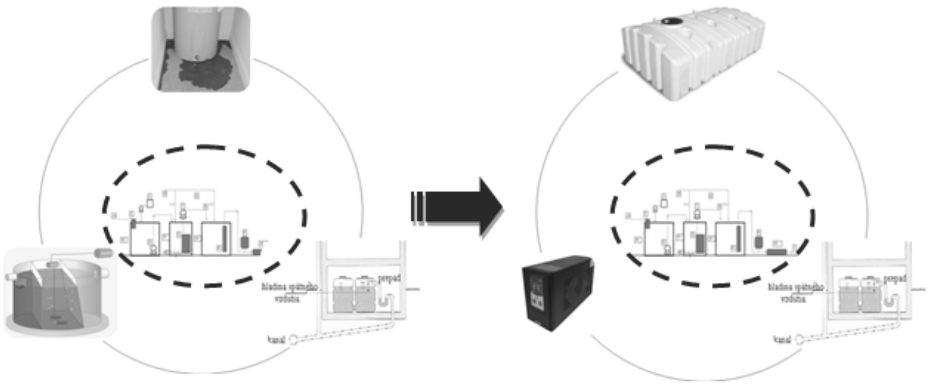


Fig. 4. Schema of systems potential risks and control measures in accumulation system part
Rys. 4. Schemat systemu potencjalnego ryzyka i środków kontroli w gromadzącej części systemu

The first control measure in accumulation system part is focused on designing the accumulation tanks, their capacity and proper construction. During the designing part of the accumulation tanks, we have to avoid the situation of undersizing their capacity. According to common calculations for dimensioning the tanks, there is a low probability that tanks will be undersized, since the tanks capacity is designed for the systems load maximum. Also the design and execution of the tanks have to be realized responsibly, focusing on the critical points on tanks construction as entry and exit of the pipelines, overflow and secure these part.

Certainly is important to provide the overflow from the tanks, mainly to ensure the tanks in front of situation of high grey water production and tank capacity will not be able to cover this production. If the water will reach the maximum allowed amount in tank, the overflow ensure the simply water runoff of to the sewer system.

For ensure the appropriate cleaning process is important to set the regular monitoring of water quality and in case of changing quality of water, apply the additional cleaning methods. Also important is regular maintenance and monitoring of equipment condition.

2.3. Distribution part

In the distribution systems part, there are also places of potential risks. Mainly they are pumps and pipelines.

2.3.1. Potential risks

The pumps can also represent some risk factor, because if we choose the wrong type, which power will not enough, the entire system may failed. Incorrect or missing maintenance of the pump may restrict or completely stop systems operation.

The pipelines distributing the white water back to building, are the important elements of grey water system. They serve as a connection with wastewater treatment and the final systems application. However in this part we may also expect some potential risks. The most critical is the connection of white water and potable water, which could have dangerous impact at users. In the case of insufficiently pipelines coupling during installation or its distortion during using, may occur situations of water leakage which can disturb the place, where the pipes is held or reduce systems efficiency at all.

2.3.2. Control measures

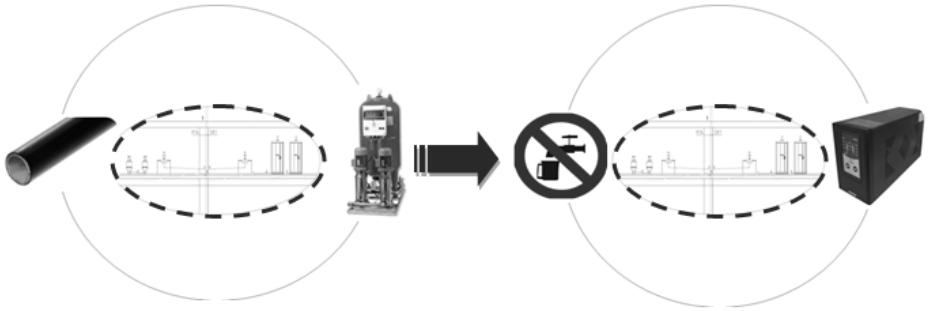


Fig. 5. Schema of systems potential risks and control measures in distribution system part

Rys. 5. Schemat systemu potencjalnego ryzyka i środków kontroli w rozdzielającej części systemu

For the pumps is suitale to provide appropriate backup power, which procures the power for pump in case of power failure and keeps the system still running and functional.

During the installation process, we can prevent all potential risks of pipelines. The each pipeline have to be marked and we have to prevent their conection. Necessary measure is to realize shut-off valves on pipelines, which ensure the simplier maintenance of the pipelines. In this regard it is necessary to choose reliable and qualified team of professionals, who can take care of proper installation of the pipelines.

2.4. Using part

For this initial part of the system is the most important indicator, the impact on the users health. According to that it is important to identify all the systems potential risks that may occur and prevent their creation.

2.4.1. Potential risks

Type of risk contained in this systems part is also as the input part of the system directly dependent on the users behavior. When using grey water for toilets flushing, as a risk we can consider the water quality, because water is secondary accumulated on the toilet bowls, so its quality is during accumulation still changing. Another assumption of the risks is that the users will not closing the toilets lid. Then it is a huge possibility of inhalation the microorganisms and various pollutants during the flushing. Risky are also the typological solutions of the bathrooms, which includes toilets, then is the inhalation more possible. Not so serious, but also important impact, can have the deposition of impurities in the toilets and urinals, which leads to odors dissemination and make the users feel uncomfortable.

When using white water is also important the quality of the water. If white water contains dangerous substances, or it was contaminated, and these water will be used for cleaning, we can extend this bad quality water trough the building, and in contact with users may impact their health.

If water contains dangerous substances such as boron, whose incidence can result in toxic effects to plants, microorganisms or different dangerous substances and we use it for irrigation, it may have dangerous effect on the surrounding environment.

2.4.2. Control measures

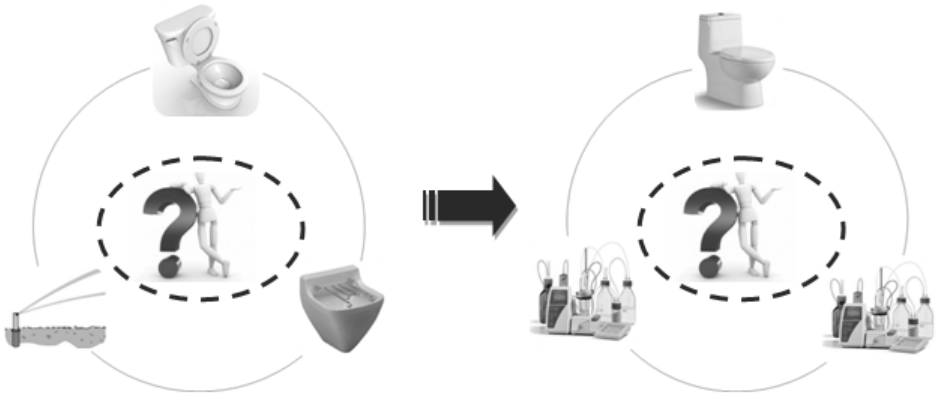


Fig. 6. Schema of systems potential risks and control measures in using system part

Rys. 6. Schemat systemu potencjalnego ryzyka i środków kontroli w użytkowej części systemu

To reduce the risk associated with inhalation of microorganisms and dangerous substances, it is necessary to inform users about the importance of closing the toilets lid, particularly in the united bathrooms and toilets.

White water, which will serve as a source for cleaning and irrigation must be wholesome, what can be ensured by regular controls of water quality.

3. Conclusion

Naming the potential risks of grey water system, can serve as a tool, with which we can enhance the system and make it more safety and functional. It is obvious, that in some cases, there may arise the situation, which wasn´t expected and system can fail, despite taking all necessary control measures, however this can occur even in systems used safety for years. This report focuses on grey water system application and determines its potential risks, which can bring benefits, especially in terms of prevention of their creation. Then we know to which parts of the system we have to give special attention, whether in the designing process, using or maintenance and we can ensure efficient and reliable system. This report deals with the potential risks of grey water system and the way how to avoid them, while it is important to remember, that naming of the risks are just theoretical, and it doesn´t mean that they will occur.

Aknowledgement

This work was supported by projects VEGA n. 1/0202/15: Sustainable and Safe Water Management in Buildings of the 3rd Millennium.
This work was supported by The APVV - SK-CZ-2013-0188 Lets Talk about the Water – An Essential Dimension of Sustainable Society of the 21. Century.

Bibliography

[1] Afonso S., et cal. Grey water in buildings. The Portuguese approach. IN: Proceedings of 37th International Symposium CIB W062 on Water Supply and Drainage for Buildings, Aveiro 2011, ISBN: 978-989-97476-0-9
[2] BS 8525-1:2010 Greywater systems PArt 1: Code of practise. UK: BSI,2010
[3] Chen Z, Ngo HH, GuoW. A critical review on the end uses of recycled water. Crit Rev Environ Sci Technol 2013;43:1446–516.
[4] March J.G., Gual M., Orozco F., Experiences on greywater re-use for toilet flushing in a hotel (Mallorca Island, Spain). [onine].[cit.2015-03-03]. Available on the internet: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0011916404001924
[5] Markovič, G. Využitie zrážkovej vody z povrchového odtoku v budovách. 2010. Juniorstav 2010: 12. odborná konference doktorského studia: sborník anotací. Brno. 24.2.2010. VUT Brno. 2010. s. 1-7. ISBN: 978-80-214-4042-5.
[6] Markovič G., Zeleňáková M., Measurements of quality and quantity of rainwater runoff from roof in experimental conditions - 2014. In: ICITSEM 2014 : International conference on innovative trends in science, engineering and managment 2014:

12th and 13th February 2014, Dubaj, UAE. - [Bangalore]: Mudranik Technologies, 2014 P. 145-151. - ISBN 978-93-83303-19-9
[7] Ottoson J, Stenstrom TA. Faecal contamination of greywater and associated microbial risks. Water Res 2003;37:645–55
[8] O'Toole J, Sinclair M, Malawaraarachchi M, Hamilton A, Barker SF, Leder K.: Microbial quality assessment of household greywater. Water Res 2012;46:4301–13.
[9] Raclavska, H.et al:Municipal Waste Water Toxicity Evaluation with Vibrio Fisheri, Recent advances in environment, energy, ecosystems and development (EEEAD 2013), p.226, September 28-30, 2013, Venice, Italy

ZARZĄDZANIE BEZPIECZEŃSTWEM WODY GOSPODARCZEJ - ZAPOBIEGANIE POTENCJALNYM RYZYKOM SYSTEMOWYM

S t r e s z c z e n i e

Używanie odzyskanej wody albo systemu wody gospodarczej jest stosunkowo nowym pojęciem na Słowacji, który daje użytkownikom albo inwestorom wrażenie, że to co jest nowością i nie jest sprawdzone, nie może być niezawodne. Jest oczywistym, że w niektórych przypadkach, może wystąpić nieoczekiwana sytuacja i system może być zawodny, pomimo użycia wszystkich koniecznych środków. Jednak może to wystąpić nawet w systemach bezpiecznie użytkowanych przez wiele lat. Artykuł przybliża zagadnienia dotyczące systemów wykorzystania wody gospodarczej i ustala potencjalne ryzyko, któremu zapobieganie może przynosić wymierne korzyści. Jeżeli jest znane na którą części systemu, należy zwrócić szczególną uwagę podczas procesu projektowania, użytkowania albo utrzymania można zapewniać skuteczny i niezawodny system. Artykuł podaje potencjalne ryzyko występujące w systemie wody gospodarczej i sposoby jak ich unikać pamiętając, że zjawiska nazywane ryzykiem są po prostu teoretyczne, i nie oznacza, że muszą nastąpić.

Słowa kluczowe: potencjalne ryzyko, środki kontroli, części systemu, czynnik ryzyka

Przesłano do redakcji:5.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.163

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 403-410

Viktor SHEVCHENKO[1]
Galyna KOTSAY[2]

DETERMINATION OF GLASS WASTE ALLOWABLE AMOUNT USED AS AN ADDITIVE TO PORTLAND CEMENT

One of the possible ways of glass waste recycling is its usage as an additive to cement. A great number of authors consider glass a pozzolanic additive due to the high content of SiO_2 amorphous phase and suggest to use it instead of cement in amount of 10-30%. However the high content of R_2O in glass (13-14%) favors alkaline corrosion in cement and therefore should be limited. In the work was determined of pozzolanic activity for different types glass waste according to Butt J. and EN 196-5:2006. Compared with known mineral additives, such as microsilica and fly ash, glass wastes have very low pozzolanic activity. Therefore, increasing strength in the early stages of hydration cement associated with an alkaline component in a glass additive and not pozzolanic activity of glass waste. To estimate the effect of alkali component in the glass additive we introduced the notion of alkaline activity of cement-glass mixture. Taking as example different types of cement according to the standard PN-EN 197-1:2011 we demonstrate that substitution of neat cement for grinded glass waste is limited due to glass high alkalinity and low pozzolanic activity. The proposed method of the calculation of glass additive allowable amount permits to estimate the glass effect on total alkaline activity of cement compositions at the design stage.

Keywords: glass waste, Portland cement, pozzolanic and alkali activity.

1. Introduction

Last decade a lot of publications dedicated to the problem of glass waste using as an additive to Portland cement was published. The reason is the constant growth of glass waste. Table 1, according to [1], demonstrates the amount of wastes and their application in different countries .

[1] Author for correspondence: Viktor Shevchenko, Institute of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, Branch at Plock, Lukashevicha 17, PL-09400 Plock, Poland, Tel.:+48243672239, e-mail: chewchenko4@yahoo.com.
[2] Galyna Kotsay, Institute of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, Branch at Plock, Lukashevicha 17, PL-09400 Plock, Poland, Tel.:+48243672121, e-mail: kotsayg@pw.plock.pl.

Table 1. The amount of glass wastes and their application in different countries

Tabela 1. Ilość odpadów szklanych i ich użycie w różnych krajach

Glass waste	USA	Kanada	Poland [2]	Sweden	Portugal	Germany	Turkey
Glass waste, mln tons	11.5	0.116	1.5	0.239	0.493	3.2	0.12
Recykling glass, %	27	68	60	93	25	94	66

Most of publications describe finely grinded glass as a pozzolanic additive introduced instead of Portland cement [3-7]. According to data of different authors the amount of glass waste may vary from 10 to 30% [5-6]. In Ref. [7] this amount is even 50% allowing the authors to consider the cement as environmentally friendly product. All authors justify their choice of glass amount by designation of coefficient pozzolanic activity (CPA) which is equal to the ratio between compression strength of the cement mortar with glass and control sample, according to PN-EN 450-1 [8]. If CPA > 75% relative to the control sample, the glass powder of glass waste is a pozzolanic additive. However, the pozzolanic activity it is ability to react with calcium hydroxide. So not always the strength increase is connected with pozzolanic activity of the additives with amorphous SiO_2.

Table 2. Requirements for special cements (NA group) according to PN-B 19707:2012

Tabela 2. Wymagania dla cementów specjalnych (grupy NA) według PN-B 19707:2012

Cement type	The total alkali content, %	Requirements for cements
CEM II/A - V	≤ 1,2	Amount of silica fly ash ≥14%
CEM II/A - S	< 1.2	Amount of slag ≥14 %
CEM II/A - M	≤ 1,2	Amount of silica fly ash and slag ≥14%
CEM II/B - V	≤ 1,5	Amount of silica fly ash ≥25%
CEM II/B - S	≤ 0,8	-
CEM II/B - M	≤ 1,3	Amount of silica fly ash ≥20%
CEM III/A	< 0.95 < 1.10	Amount of slag ≤49% Amount of slag ≥50%
CEM III/B CEM III/C	≤ 2,0	-
CEM IV/A	≤ 1,5	Amount of silica fly ash ≥25%
CEM IV/B	≤ 2,0	-
CEM V/A	≤ 2,0	Amount of silica fly ash and slag ≥50%
CEM V/B	≤ 2,0	-

The great disadvantage of all above-mentioned references is to ignore of alkali factor of glass. It is known that glass contains 13-15% of Na_2Oeq (alkali Na_2O, K_2O) that considerably affects the alkalinity of cement mortars and alkaline corrosion of concrete. The total amount of alkali in CEM I Portland cement could not exceed 0.6% [9] due to the possible alkaline corrosion of the concrete construction [10]. Whereas, for the special cements (low alkaline cement NA group) the alkali content has other limits according to PN-B 19707:2012 [11], tabl. 2.

Therefore, the aim of this work is to determine the allowable amount of glass additive may be used in cement in accordance with PN-EN 197-1:2011 and PN-B 19707:2012 standards.

2. Materials and investigation methods

We used container glass waste of the different types. The chemical compositions of the used materials are represented in Table 3.

Table 3. Chemical composition of the different type's glass waste

Tabela 3. Skład chemiczny różnych typów odpadów szklanych

Glass types	Oxides, wt %							
	SiO_2	Al_2O_3	CaO	MgO	Na_2Oeq	Fe_2O_3	Cr_2O_3	SO_3
colorless	72.20	1.80	10.10	1.65	13.8	0.04	0.01	0.40
green	71.80	1.80	10.97	1.00	13.35	0.45	0.25	0.38
brown	72.15	1.75	10.00	1.55	14.00	0.20	0.03	0.32

Glass crushed and sieved through a sieve of 0.075.

Pozzolanic activity was determined by two methods. According to the first method [12] the additive was investigated in the additive saturated solution $Ca(OH)_2$ system and the amount of bonded calcium hydroxide per 1 g of additive was determined for 30 days.

According to the second method [13] the investigations were carried out in the additive–cement–water system. We examined concentration of ions calcium (expressed as CaO) and the total alkalinity of the filtrate obtained from aqueous mixture of cement with additive of grinded green glass (10% of cement weight). The pozzolanity was determined by comparison of CaO concentration in the investigated filtrate and in the saturated solution obtained under the same conditions. It is considered that cement meets the requirements of pozzolanic activity if calcium ions concentration in filtrate is lower than that in the saturated solution.

3. Results and Discussion

The possibility of using glass waste as the mineral additive to cement depends on its pozzolanic and alkaline activity. The results of pozzolanic activity investigations according to [12] are represented in Table 4 for different types of glass.

Table 4. Pozzolanic activity for different types of glass

Tabela 4. Aktywność pucolanowej różnych typów szkła

Glass types	Pozzolanic activity, mg CaO/ g additive
colorless	18.9
green	24.2
brown	18.1

All types of glass have very low pozzolanic activity (Table 4) compared with known mineral additives, such as microsilica and fly ash [14-15]. At the same time the low pozzolanic activity is confirmed by other chemical method according to PN-EN 196-5:2006. The results of pozzolanic activity of cement with glass waste investigations are represented in Table 5.

Table 5. Pozzolanic activity of cement with glass waste according to [13]

Tabela 5. Aktywność pucolanowej cementu z odpadami szklanymi zgodnie z [13]

Mixture	Concentration of OH^-, mmol/dm^3	Concentration of CaO in the filtrate, mmol/dm^3	Concentration of CaO^* in the saturated solution, mmol/dm^3	Δ CaO^{**}, mmol/dm^3
100% CEM I 32,5R	57.3	7.2	8.3	1.1
90% CEM I 32,5R +10% glass waste	58.1	7.2	8.1	0.9

(*) CaO calculated according to the formula $C_{CaO}^* = 350/(C_{OH^-}-15)$

(**) Δ CaO= $C_{CaO}^* - C_{CaO}$

The introduction of glass powder increases the alkalinity of cement mortars but CaO concentration in the filtrate remains unchanging compared with the control sample. Correspondingly, the results of cement pozzolanic activity are almost the same (standard deviation for calcium ions is +/-0.2 mmol/dm^3).

The investigation results of pozzolanity determination allow to conclude that grinded glass is not the pozzolanic additive. However, the strength increase in early terms of hydration allows to consider it such active additive. Probably the strength increase is connected with the increase if alkalinity of cement mortar due to the alkali component in the glass additive [10].

To estimate the effect of alkali component in the glass additive we introduced the notion of alkaline activity of cement-glass mixture (Am). It means the

total sum of products of Na_2Oeq amount of each component and its content in the mixture:

$$Am = \sum(Ai * Ki) \quad (1)$$

where: A_i – amount of Na_2Oeq in each component, %
K_i – content of each component in the mixture, %.

On the assumption that Na_2Oeq amount in cement-glass mixture (Am) cannot exceed the value indicated in PN-B19707 standard the allowable amount of glass powder (G) may be determined according to the formula (2):

$$G = (An-Ac)/(As-Ac) * 100 \quad (2)$$

where: G - permissible amount of introduced glass powder,%
An- permissible amount Na_2Oeq in the cement according to PN - B 19707, %
Ac - amount Na_2Oeq in the cement, %
As - amount Na_2Oeq in the glass, %.

The calculated results of glass powder allowable amount introduced into cement-glass mixture without exceeding standard values of Na_2Oeq are represented in Table 6.

Table 6. The activity alkaline of components in the cement-glass mixture

Tabela 6. Aktywność alkaliczna składników w mieszance cementowo - szklanej

N	Cement types	Fly ash content, %	Slag content, %	Na_2Oeq content in cement-glass mixture (Am), %	Maximum amount of glass powder,%
1	CEM I	-	-	-	0
2	CEM II/A-V	14.0	-	0.83	2.92
3	CEM II/A-S	-	14.0	0.86	2.70
4	CEM II/A-M	10.0	10.0	0.88	2.53
5	CEM II/B-V	28.0	-	0.91	4.70
6	CEM II/B-S	-	28.0	0.96	0
7	CEM II/B-M	17.5	17.5	0.98	2.55
8	CEM III/A	-	36.0 65.0	1.03 1.25	0 0
9	CEM III/B CEM III/C	- -	73.0 88.0	1.31 1.43	5.65 4.65
10	CEM IV/A	25.0	-	0.89	4.80
11	CEM IV/B	45.5	-	1.01	7.90
12	CEM V/A	25.0	25.0	1.08	7.40
13	CEM V/B	40.0	40.0	1.29	5.80

Notes:
1) amount of alkali in the clinker used for to low alkali cement NA(Na_2Oeq <0.75%),
2) amount Na_2Oeq in the glass (≈13.5%),
3) amount Na_2Oeq in the fly ash (≈ 1.33%),
4) amount Na_2Oeq in the slag (≈ 1.53%).

It is known that the alkalinity of cement mortar has a positive influence on the hydration process, especially during pre-induction period, caused by alkali component of the glass powder. However, at the beginning of pre-induction period only alkali cations of the glass grains surface participate in the hydration process. The amount of cations is approximately 6% relative to the total alkaline content of the glass [16]. While using concrete constructions the glass is dissolved under the action of $Ca(OH)_2$ formed during hydration. The obtained reaction products (ASR effect) [17] are increased in volume and provide tensile strain leading to the appearance of cracks in concrete.

On the basis of obtained results we may conclude that the introduction of great amount of glass waste powder into the cement-glass mixture is dangerous due to its high alkalinity and low pozzolanic activity. For multicomponent cement of CEM II type (PN-EN 197-1:2011) the allowable amount of introduced glass additive does not exceed 4.7%, for CEM III/B and CEM III/C types – from 4.65 to 5.65%. The maximum amount of glass powder till 8% may be introduced into cement CEM IV/B and CEM V/A. For cements of CEM II/B-S and CEM III/A replacement of cements on finely grinded glass is not recommended.

4. Conclusions

Taking as example different types of cement according to the standard PN-EN 197-1:2011 we demonstrate that substitution of neat cement for grinded glass waste is limited due to glass high alkalinity and low pozzolanic activity. The proposed method of the calculation of glass additive allowable amount permits to estimate the glass effect on total alkaline activity of cement compositions at the design stage.

Bibliography

[1] Jani Y., Holland W.: Waste glass in the production of cement and concrete – A review. Journal of Environmental Chemical Engineering. No.2, pp. 1767-1775, 2014.
[2] https://www.mos.gov.pl/ [access 2014].
[3] Shi C., Wu Y., Riefler C., Wang H.: Characteristics and pozzolanic reactivity of glass powders. Cement and Concrete Research. No 35, pp. 987-993, 2005.
[4] Lin K., Wu-Jang-Huang, Shie J., Lee T., Wang K., Lee C.: The utilization of thin film transistor liquid crystal display waste glass a pozzolanic material. Journal of Hazardous Materials. No.163, pp. 916-921, 2009.
[5] Park S., Chun Lee B., Kim J.: Studies on mechanical properties of concrete containing waste glass aggregate. Cement and Concrete Research. No 34, pp.2181-2189, 2004.
[6] Schwarz N., Cam H., Neithalath N.: Influence of a fine glass powder on the durability characteristics of concrete and its comparison to fly ash. Cement and concrete Composites. No 30, pp 486-496, 2008.

[7] Sobolev K., Turker P., Soboleva S., Iscioglu G.: Utilization of waste glass in ECO-cement: Strength properties and microstructure observations. Waste Management. No 27, pp. 971-976, 2007.
[8] EN 450-1. Fly ash for concrete. Definition, specifications and conformity criteria, 2012.
[9] EN 197-1. Cement, Composition, specifications and conformity criteria for common cements. European Committee for Standardization, 2011.
[10] W. Kurdowski, The chemistry of Cement and Concrete, PWN, Warsaw, 2010 (in polish).
[11] PN-B 19707. Cement. Special cement. Composition, specifications and conformity criteria, 2012.
[12] J. Butt, M. M.Sychev, V.Timashev, Workshop on Chemical Technology binders, Moscow, 1973 (in russian).
[13] EN 196-5. Methods of testing cement - Part 5. Pozzolanic test for pozzolana cements, 2006.
[14] Kotsay G, Szewczenko W. Kompleksowe dodatki do cementu portlandzkiego z drobnomieonym szkłem odpadowym. Płockie Forum Budowlane, 2012 (in polish) .
[15] Sanytskyy M., Sobol Ch., Markiv T., Modified composite cements, Edition of **Lvov** Polytechnic National University, Lvov, 2010 (in ukrainian).
[16] Shevchenko V., Kotsay G. Alkaline activity of the glass powders as additives to a Portland cement. Glass Physics and Chemistry. No3, Part II, 2015 (in press).
[17] Shevchenko V., ASR-effect in the glass, used as additives to Portland cement. Glass Physics and Chemistry. No 5, pp. 634–641, 2012 (in russian).

USTALENIE DOPUSZCZALNEJ ILOŚCI ODPADÓW UŻYTYCH JAKO DODATEK DO CEMENTU PORTLANDZKIEGO

Jednym z możliwych sposobów recyclingu odpadów szklany jest uzycie ich jako dodatek do cementu. Wielu autorów uważa szkło jako dodatek pozzolanowy z powodu wysokiej zawartości SiO_2 oraz fazy amorficznej i sugerują jego używanie zamiast cementu w ilości 10-30 %. Jednakże wysoka zawartość R_2O w szkle (13-14 %) powoduje alkaliczną korozję w spoiwie i dlatego zawartość szkła powinna być ograniczona. W pracy ustalono aktywność pocolanową w róznych typach odpadów szklanych według Butt J. i EN 196-5: 2006. Porównanie ze znanymi dodatkami mineralnymi, takimi jak mikrokrzemionka czy popiół lotny wykazało, że odpady szklane mają bardzo niski poziom aktywności pocolanowej. Dlatego, zwiększona wytrzymałość we wczesnej fazie hydratyzacji cementu powiązanego ze składnikiem alkalicznym w dodatku szklanym nie wykazuje aktywności pocolanowej odpadów szklanych. Przy oszacowaniu efektów składników alkalicznych dodatku szklanym zostało wprowadzone pojęcie aktywności alkalicznej mieszanki cementowo-szklanej. Biorąc jako przykład inne rodzaje cementów według normy PN-EN 197-1: 2011 pokazano, że zastępowanie czystego cementu odpadami szklanymi jest ograniczone z powodu wysokiej zasadowości szkła i niskiej aktywności pocolanowej. Zaproponowana metoda obliczania dopuszczalnej ilości dodatku pozwala oszacować wpływ szkła na całkowitą aktywność alkaliczną składników cementu na etapie projektowym.

Słowa kluczowe: odpady szklane, cement portlandzki , aktywność pocolanowa i alkaliczna.

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.164

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 411-424

Szymon SWIERCZYNA[1]
Walter WUWER[2]

ISSUES OF ALTERNATING LOAD IN DESIGN OF COLD-FORMED STEEL FRAMES WITH LAP JOINTS

The paper raises the issues of alternating loads in designing of cold-formed steel frames with blind bolt lap joints. Based on own research and information found in the literature pointed out the need to develop the procedures for calculating such connections, taking into account their actual behaviour, i.e. according to proper hysteresis loops. Presented also the method of determining of nonlinear force-displacement (F-δ) and moment-rotation (M-ϕ) characteristics describing the behaviour of a single-cut connections of cold-formed sections with blind fasteners of the type BOM [1], loaded in one direction. The proposed formulas are based on previously unpublished research results and allow for determination of mentioned dependencies on the basis of selected physical parameters of such connections. The curves of the relationships F-δ and M-ϕ obtained from the proposed formulas were compared in graphs with experimental curves obtained during the tests of elements in which connections has been loaded in both one direction and alternately. As a conclusion, the predicted directions for further research are presented.

Keywords: cold-formed steel frames, lap joints, blind fasteners, alternating load, semi-rigid joints, stiffness of joints

1. Introduction

Lap joints with mechanical fasteners in cold-formed steel frames are characterized by a significant degree of flexibility, which was repeatedly ascertained by the national [2, 3, 4, 5, 6] and foreign [7, 8] studies. For this reason, in the static calculations of such structures, rigidity of the joints with connections loaded by axial forces in bars and bending moments on their ends, can be taken into account, preferably, on the basis of experimentally

[1] Author for correspondence: Szymon Swierczyna, Silesian University of Technology, 5 Akademicka Street, 44-100 Gliwice, Poland, (32)2372224, szymon.swierczyna@polsl. pl.
[2] Walter Wuwer, Katowice School of Technology, 44-100 Gliwice, M. Strzody Street, w.wuwer@wp.pl.

obtained force-displacement and moment-rotation relationships, which changes non-linearly under load. It should be noted, that in the previous attempts of design of frames ignores the fact that the wind load may act alternately, from two opposite directions. Then the effects of variable actions will be imposed on the effects of existing permanent load and the effects of pre-existing variable load cycles [9]. The behavior of a given joint in a frame structure will be described by proper hysteresis loops, and its calculations will require to develop appropriate procedures, including incremental load and deformation analysis [10]. Then, the internal forces in the respective bars and displacements in the joints may significantly differ from the case in which the horizontal wind load acts only in one direction [11]. It was estimated that the differences between internal forces in the frame with rigid and semi-rigid joints may then exceed at least 20% [12]. If, however, additionally takes into account the impact of alternating action of the wind, further changes in forces have to be expected, reaching also 20% [11]. In such cases the use of linear relationships describing the rigidity of the joints – proposed in EC3 [13] and [14] may be too simplistic because, the calculation results may not reflect the actual behavior of the structure. Therefore, to describe the behavior of the alternately loaded structure, it is necessary to provide an experimentally verified method of prediction of hysteresis loops for connections in a complex load state and to create a procedure for calculating them, taking into account the relevant criteria of bearing capacity and serviceability.

The paper presents a method of determining the nonlinear $F-\delta$ and $M-\phi$ characteristics based on the selected physical parameters of the tested connections loaded in only one direction: the actual diameter of the fastener d_0, equal after installation to the diameter of the hole, thickness t of the connected sheets and their ultimate tensile strength f_u. Proposed formulas are modified comparing to [15], because additional unpublished results of tests have been taken into account. The range of the study includes joints whose parameters are within the ranges: d_0 = (9,0÷14,3) mm, t = (3,0÷5,0) mm, f_u = (350÷550) MPa. Curves of the relationships $F-\delta$ and $M-\phi$ obtained from the proposed formulas were compared on the graphs with the experimental curves obtained during the tests of the elements in which connections were in the complex state of load acting either in one direction or alternately.

2. Tests of relationship F-δ

The physical relationship between the force F_1 shearing a single connector and the mutual displacement δ of the connected sheets were determined experimentally by testing of axially loaded elements of type "I" (Fig. 1a), in which the sheets of the cold-formed sections with a thickness of 3, 4 and 5 mm were connected by blind fasteners of the type BOM.

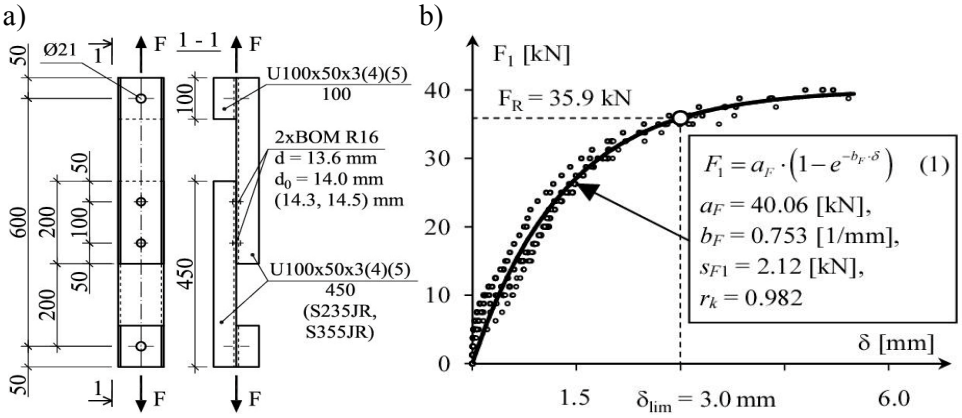


Fig. 1. Testing of F_1-δ relationship: a) test element „I", b) diagram of the relationship F_1-δ in test elements group S4

Rys. 1. Zależność F_1-δ : a) próbka do badań „I", b) wykres zależności F_1-δ próbki z grupy S4

Fig. 1b shows example of envelopes of paths of static equilibrium F_1–δ in the five identical test elements, in which the sheets made of steel with f_u = 343,0 MPa and thickness t = 4,06 mm were connected by means of the two fasteners BOM R16-4 installed in the holes with a diameter d_0 = 14,3 mm. On the diagram the value of the limit displacement δ_{lim} = 3,0 mm has been marked, for which according to [16], corresponds the bearing resistance of a single connector F_R = 35,9 kN. Relationship F_1–δ can be described by an exponential function (1) (see Fig. 1b), and its parameters can be associated with the physical parameters of the tested joint as shown in [15].

Table 1. Physical parameters of tested elements of the type "I"

Tabela 1. Fizyczne parametry próbek badawczych typu "I"

No	Group	Number of tests	Fastener type	f_u [1)] [MPa]	d_0 [1)] [mm]	t [1,2)] [mm]	t/d_0
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*
1	S3.1	5	BOM R10-4	352,5	9,0	3,18	0,35
2	S3.2	3	BOM R16-4	368,0	14,3	3,17	0,22
3	S4	5	BOM R16-4	343,0	14,3	4,06	0,28
4	S4OC	5	BOM R16-4	364,6	14,0	4,03	0,29
5	S5	5	BOM R16-6	402,3	14,5	4,86	0,36
6	W4	6	BOM R16-4	444,7	14,3	4,05	0,28
7	W5	5	BOM R16-6	423,5	14,0	4,97	0,36
8	K4 [3)]	6	BOM R16-6	537,2	14,0	4,01	0,29
9	KSW3	5	BOM R16-4	469,0	14,0	3,00	0,21
10	KSW4	5	BOM R16-4	521,7	14,0	4,00	0,29
11	KSW5	5	BOM R16-6	520,3	14,0	5,00	0,36

[1)]average measured value for group of test elements, [2)]actual average core thickness of the material, [3)]acc. to [17]

In this paper included new results obtained for joints of the sheets with the steel grade S355JR, and results of the similar investigations conducted by Słowiński [17] in the elements with a slightly different structure. Total of fifty five tests results have been analyzed, in eleven different groups of the joints, the parameters of which are summarized in the table 1.

Fig. 2 shows the graphs which illustrate the relationship between the physical parameters measured in the construction of the tested joints and the parameters of the exponential function (1) obtained on the basis of the tests of elements "I". The inclusion of more test results obligate to modification of the proposals put forward in [15]. In the formula determining there the value of a_F currently omitted coefficient $z = (390/f_u)^{0,5}$, which according to [7] should be used for $f_u \geq 390$ MPa; consideration of this coefficient resulted, for some new elements, a substantial increase in scatter. In [15] the value of b_F determined according to the initial translational stiffness of the connection, which would be a characteristic value for the given joint. New research results did not confirm this assumption; it turned out that this method requires experimental determination of the stiffness for each group with slightly different physical parameters. Finally, it was decided to join the value of b_F with the ratio of the thickness t of the thinner of the connected sheets to the diameter of the hole d_0, that expresses the influence of tilt of the fastener observed in single-cut connections on the stiffness of the joint. Due to the considerable dispersion of the value of b_F specified for individual elements, and still insufficient number of the tests decided initially to adopt two different values of this parameter equal to 1.4 [1/mm] for $t / d_0 < 0.25$ and 0.7 [1/mm] for $t / d_0 \geq 0.25$ (see. Fig. 2b).

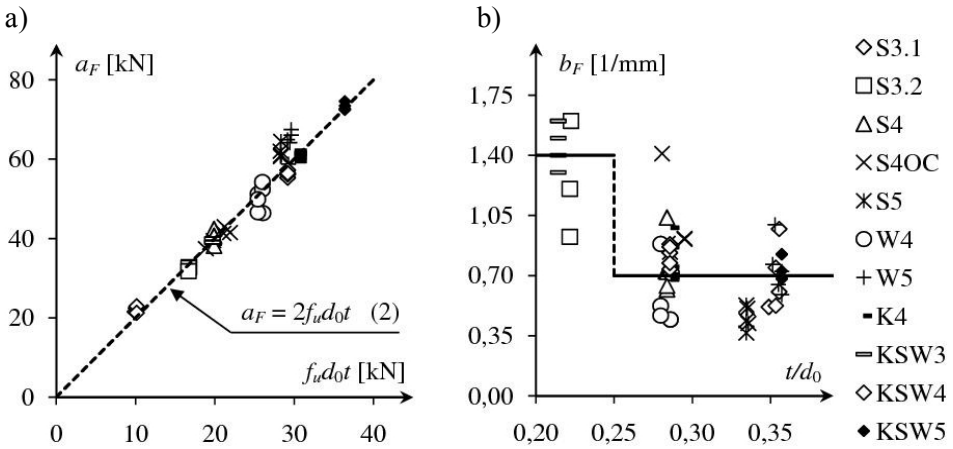


Fig. 2. Relationships between physical parameters of tested joints and values of the parameters of exponential function describing the F_1-δ relation: a) relation a_F - $f_u \cdot d_0 \cdot t$, b) relation b_F - t/d_0; compare in [15]

Rys. 2. Zależność między fizycznymi parametrami badanego połączenia i funkcji wykładniczej opisującej zależność F_1-δ: a) zależność a_F - $f_u \cdot d_0 \cdot t$, b) zależność b_F - t/d_0 [15].

Figures 3÷6 show the graphs F_1–δ, on which the points lying on the envelopes of the paths of static equilibrium obtained in the experimental tests of selected groups of the joints can be compared with the exponential curves, determined on the basis of the proposed relations. In the graphs broken dashed lines correspond to the translational stiffness $S_{\delta,1}$ calculated according to the formulas proposed in [14], which were developed on the basis of the stiffness coefficients of the components of the joint specified in [18]. Horizontal part of the dashed line corresponds to the design resistance $F_{b\,Rd}$, determined by [16].

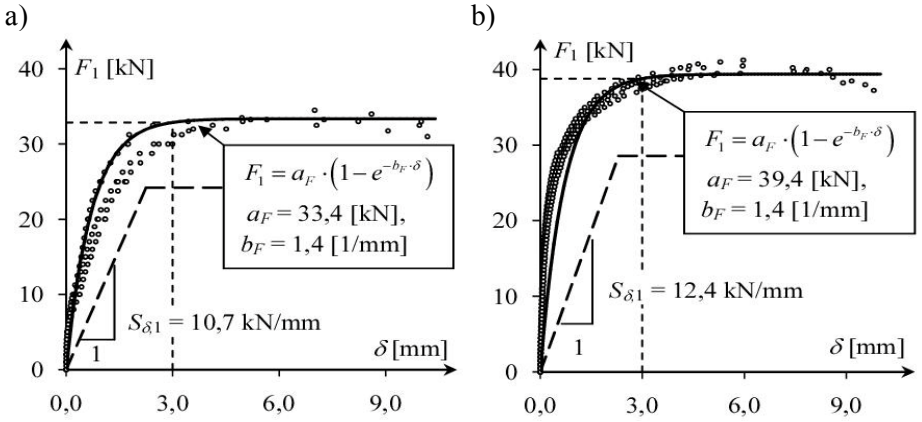


Fig. 3. Comparison of the actual and theoretical relations F_1-δ in groups: a) of test elements S32, b) of test elements KSW3

Rys. 3. Porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności F_1-δ grup: a) próbka badawcza S32, b) próbka badawcza KSW3

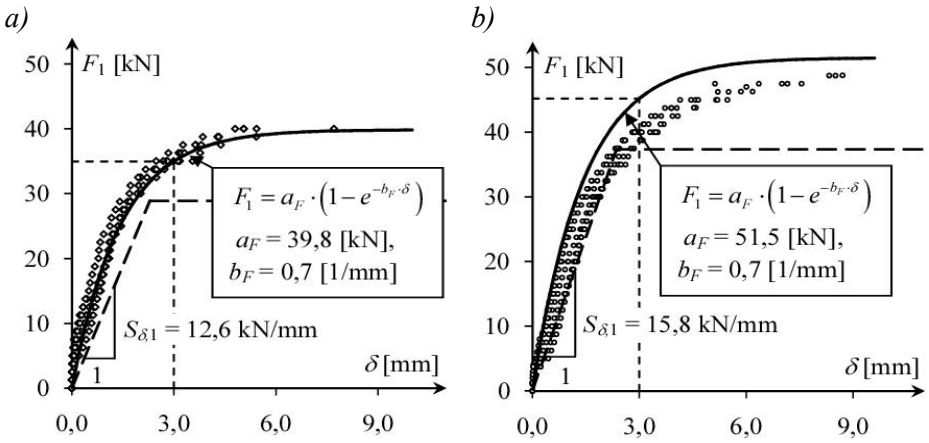


Fig. 4. Comparison of the actual and theoretical relations F_1-δ in groups of test elements "I": a) S4, b) W4,

Rys. 4. Porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności F_1-δ dla grup elementów badanych „I": a) S4, b) W4

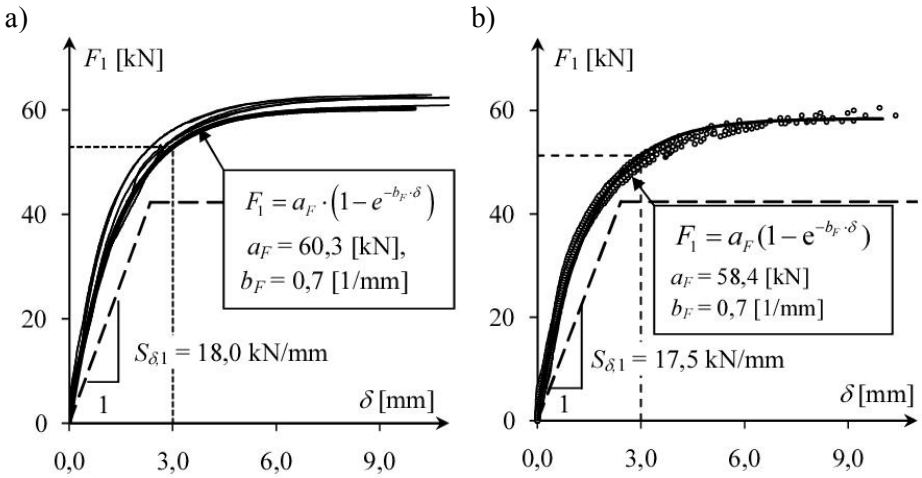


Fig. 5. Comparison of the actual and theoretical relations F_1-δ in groups of test elements "I": a) K4, b) KSW4

Rys. 5. Porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności F_1-δ dla grup elementów badanych „I": a) K4, b) KSW4

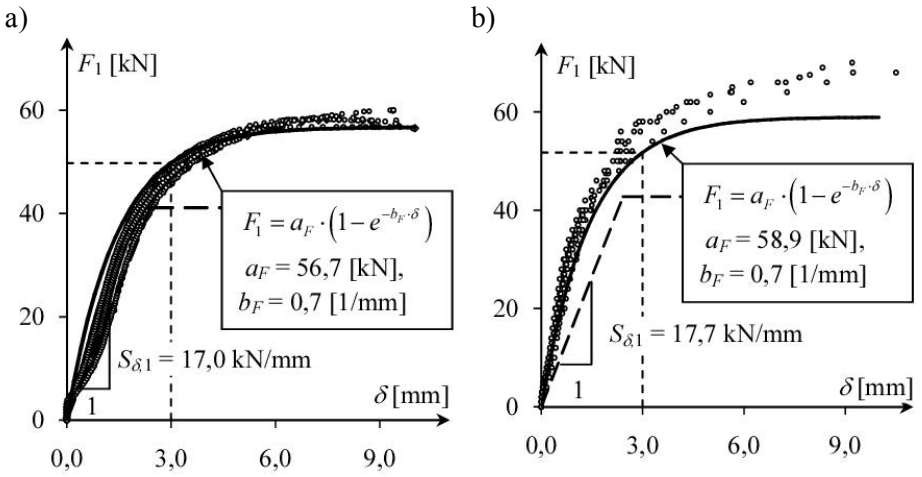


Fig. 6. Comparison of the actual and theoretical relations F_1-δ in groups of test elements "I": a) S5, b) W5

Rys. 6. Porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności F_1-δ dla grup elementów badanych „I": a) S5, b) W5

It should be noted that the stiffness calculated according to the method proposed in the EC3 with a large safety margin describe the behavior of a joints loaded in one direction, covering "from below" the characteristic dispersion of the experimental results.

Fig. 7 shows the graph illustrating the hysteresis loops of the relation F_1–δ in two identical test elements "In" loaded alternately [12], with the same physical parameters as the group of the test elements W5 (cf. Table. 1).

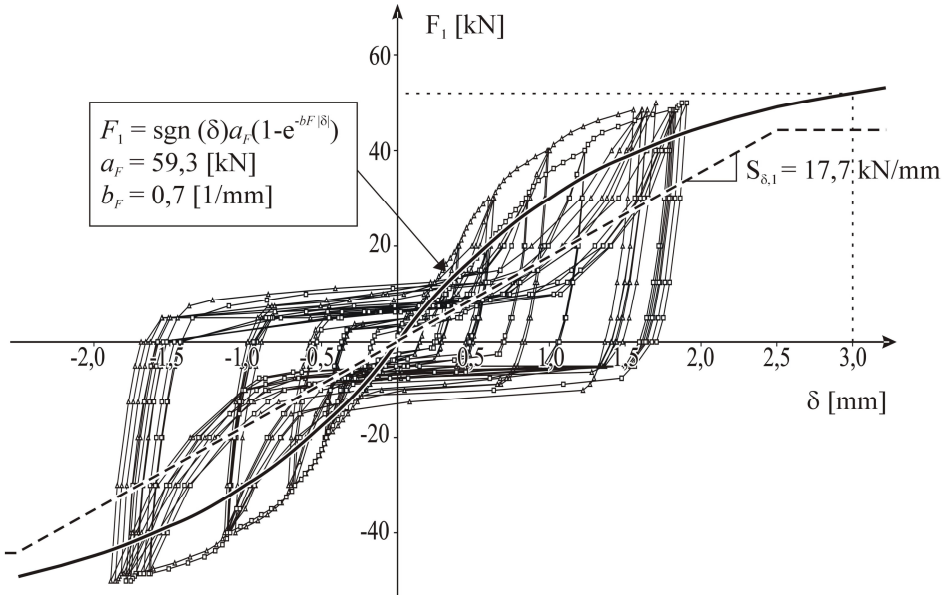


Fig. 7. Comparison of the actual and theoretical relation F_1-δ in two identical alternately loaded elements "In"

Rys. 7. Porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności F_1-δ w dwóch jednakowo naprzemiennie obciążonych elementach „In"

Note that the stiffness observed immediately after the change of the sign of the load is very low, as well as the increase of the permanent deformation in his subsequent cycles. The main question is how to determine the carrying capacity of the connection in this case. It should be noted that in ECCS Recommendations [16], where given the criterion related to the limit deformation δ_{lim} = 3.0 mm, considered only the case of connections loaded in one direction.

Comparing the shape of the hysteresis loops with an exponential curve can be stated, that on the given level of the load deformations in the actual alternately loaded connection are visibly smaller than is apparent from the theoretical predictions for the loads carried in one direction. Here, in each subsequent cycle the load increase in one direction to a certain value, then change the direction until it reaches the same value of opposite sign. Plastic deformations of the sheets in the place of the contact with the connectors, occurring then alternately and changes in the structure of the material of the connected sheets related with this, may cause increase of the stiffness of the connection. Consequently, the impact of load history on the behavior of the connection should be

investigated. It would be expedient to make the program of the load of test elements corresponded to the history of the load occurring in a typical bar structure, where the forces reach firstly the values corresponding to the permanent actions and then changing alternately in the specified range as a result of variable actions.

3. Tests of relationship M-ϕ

The method of calculation of any arbitrary single-cut lap joint loaded simultaneously by bending moment M and shearing forces H and V is presented in [12]. The system of equilibrium equations proposed there included also the physical relationship between the shear force F_i acting on the i-th connector in the joint and the mutual displacement δ_i occurring in its axis between connected sheets, which is described using exponential function (1) (see. Fig. 1b). Dependencies presented in section 2 were used when formulating the systems of equations that describe the behavior of several joints with different numbers of the connectors. The eccentrically loaded elements "V" and alternately bent element "X" were tested, whose parameters are summarized in Table 2.

Table 2. Physical parameters of tested elements of the type “V” and “X”

Tabela 2. Fizyczne paramety próbek badawczych typu “V” i “X”

No	Group	Number of tests	Fastener type	f_u [1)] [MPa]	d_0 [1)] [mm]	t [1,2)] [mm]	t/d_0
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*
1	V33	3	BOM R10-4	350,0	9,0	3,0	0,33
2	V34	5	BOM R16-4	368,0	14,3	4,0	0,29
3	V35	3	BOM R16-6	343,0	14,0	5,0	0,36
4	V4	3	BOM R16-4	364,6	14,3	4,0	0,29
5	X8	2	BOM R16-6	402,3	14,0	5,0	0,36

[1)]average measured value for group of test elements, [2)]actual average core thickness of the material

Figures 8÷11 shows a view of the elements installed in the testing machine, and the graphs, on which envelopes of the paths of static equilibrium M–ϕ obtained experimentally can be compared with the curves obtained on the basis of solution of the appropriate systems of equations. These results can be compared with the two-section dashed lines. First section of the broken line corresponds to the initial rotational stiffness $S_{j,ini}$ of the joint, which was calculated according to the formulas given in [14], developed on the basis of the component method [18]. Horizontal section corresponds to the resistance of the connection, which results from a bearing capacity $F_{b,Rd}$ reached by the most loaded connector.

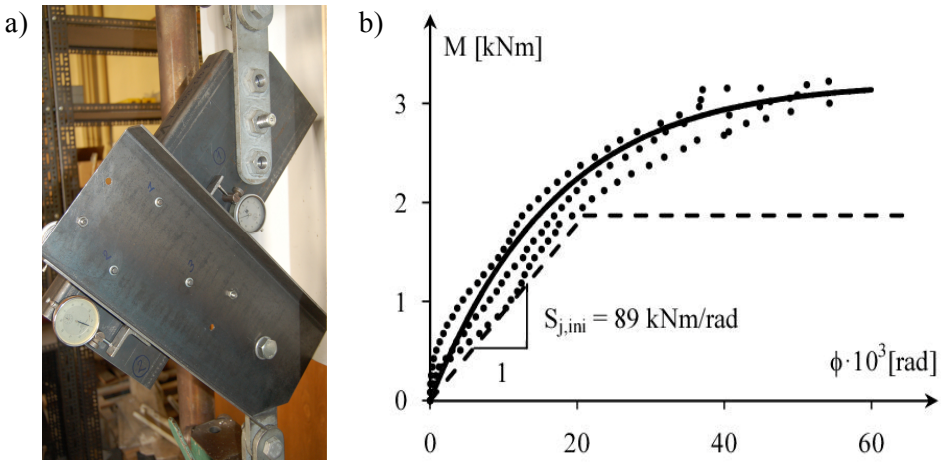


Fig. 8. Tests of eccentrically loaded elements of group V33: a) view of the test element anchored in the testing machine, b) comparison of the actual and theoretical relation M-ϕ

Rys. 8. Badanie mimośrodowo obciążonych elementów grupy V33: a) widok próbki zamocowanej w maszynie wytrzymałościowej, b) porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności M-ϕ

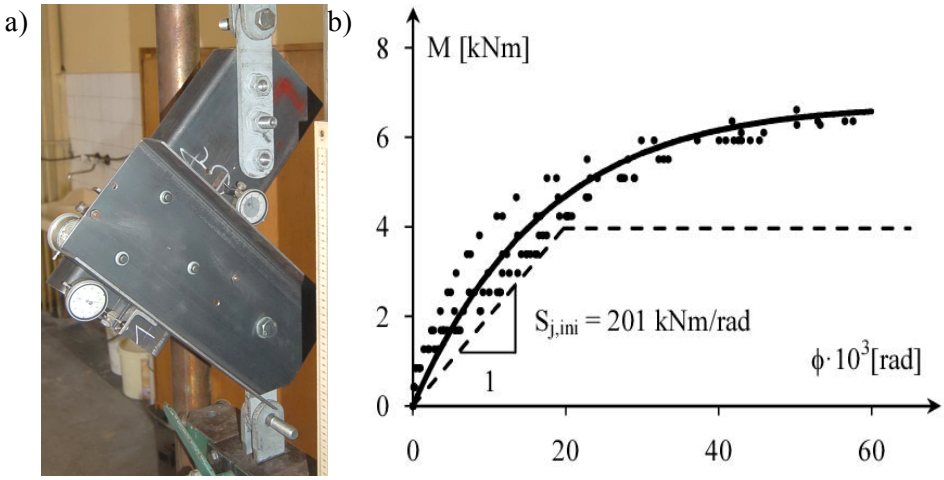


Fig. 9. Tests of eccentrically loaded elements of group V34: a) view of the test element anchored in the testing machine, b) comparison of the actual and theoretical relation M-ϕ

Rys. 9. Badanie mimośrodowo obciążonych elementów grupy V33: a) widok próbki zamocowanej w maszynie wytrzymałościowej, b) porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności M-ϕ

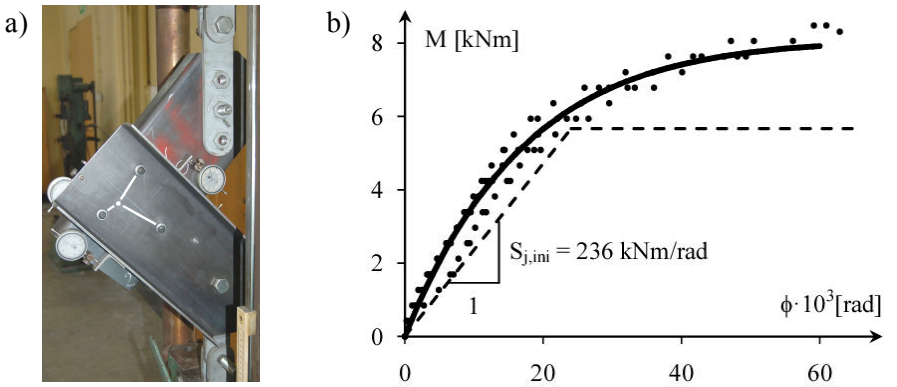


Fig. 10. Tests of eccentrically loaded elements of group V35: a) view of the test element anchored in the testing machine, b) comparison of the actual and theoretical relation M-ϕ

Rys. 10. Badanie mimośrodowo obciążonych elementów grupy V33: a) widok próbki zamocowanej w maszynie wytrzymałościowej, b) porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności M-ϕ

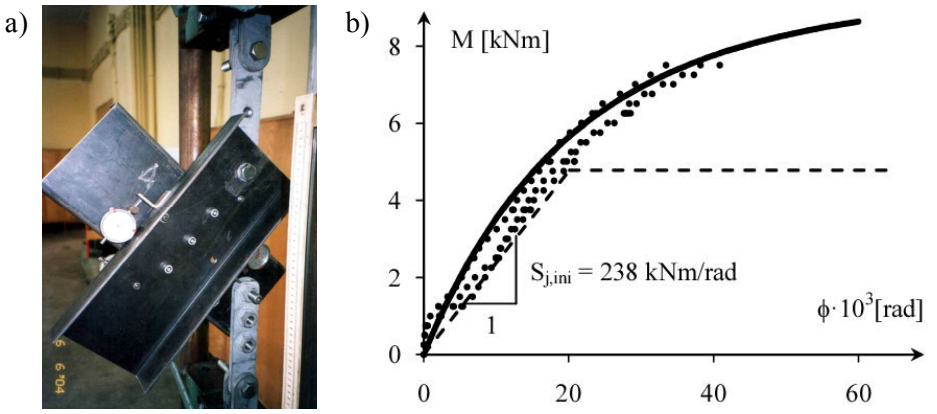


Fig. 11. Tests of eccentrically loaded elements of group V4: a) view of the test element anchored in the testing machine, b) comparison of the actual and theoretical relation M-ϕ

Rys. 11. Badanie mimośrodowo obciążonych elementów grupy V4: a) widok próbki zamocowanej w maszynie wytrzymałościowej, b) porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności M-ϕ

Similarly as observed in the tests of the elements "In", also here alternately bended joint (Fig. 12) proved to be stiffer than is shown by the theoretical curve M–ϕ. This difference is more distinct in the direction of the positive half-cycle of the load, which was performed first. Can also be noted, that the compliance of the course of the hysteresis loops in the two identical test elements "X" is greater than the elements "In" (see. Fig. 7). This may be the result of a larger number of the connectors and thereby lower sensitivity of the 8-fastener joint to the imperfections associated with the technology of their installation and drilling accuracy, ie. their lower deformability.

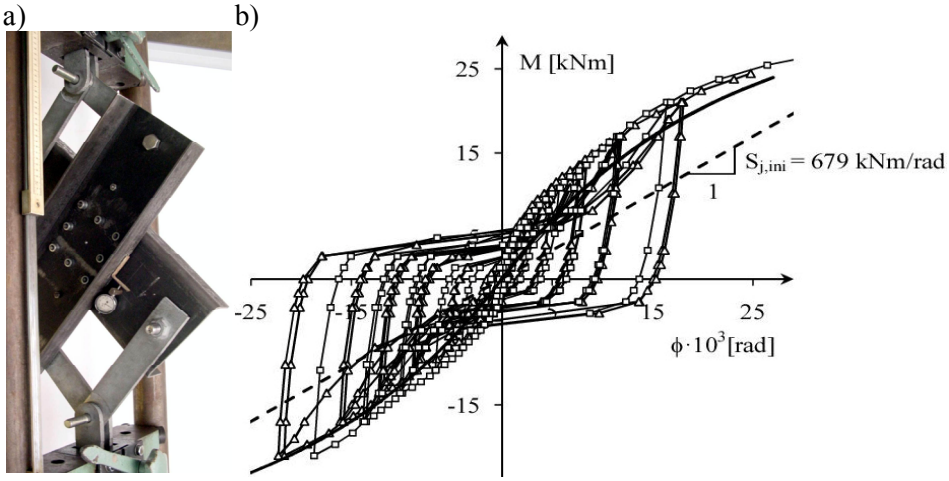


Fig. 12. Tests of alternately bent elements of group X8: a) view of the test element anchored in the testing machine, b) comparison of the actual and theoretical relation M-ϕ

Rys. 12. Badania naprzemiennie zginanych elementów grupy X8: a) widok próbki zamocowanej w maszynie wytrzymałościowej, b) porównanie rzeczywistej i teoretycznej zależności M-ϕ

In [12] contains the results for the identical test elements "X" with the four bolt connection. Fig. 13 shows the hysteresis loops obtained in the two elements at the load M = ± 10.86 kNm, lower than the resistance of the connection. The shape of the curves indicates a large differences in stiffness of both joints, however it should be emphasized that the both elements were tested at different load cycles programs. Curve 1 describes the behavior of the connection that first took over the load increases towards the positive half cycles, and then in the opposite direction. While curve 2 - corresponds to the load increases realized alternately, once in the positive half cycles direction and next the negative. This may prove a significant influence of the history of the alternating load on the behavior of the investigated joints.

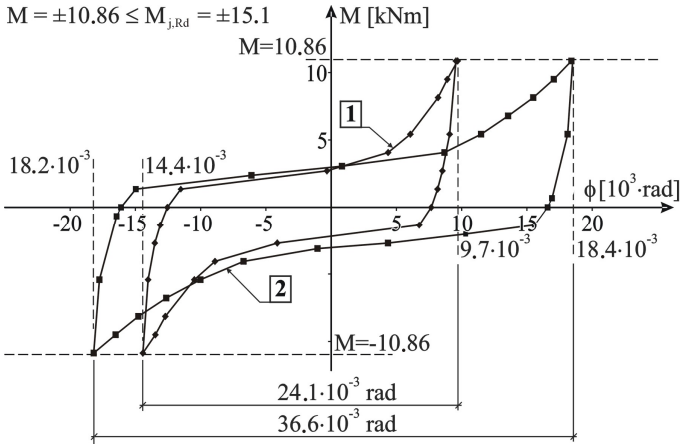


Fig. 13. Hysteresis loops in two identical test elements with 4-bolt joint with different load history [12]

Rys. 13. Pętle histerezy dwóch identycznych badanych elementów z węzłami 4-śrubowymi o różnej historii obciążenia [12]

4. Summary

In the case of the joints loaded in one direction the proposed formulas allow for a relatively precise prediction of the characteristics $F–\delta$ and $M–\phi$ of the investigated connections. The way of determining the b_F parameter (see. Fig. 2b) requires more accurate method, which leads to the additional testing of the axially loaded elements at different ratios t/d_0.

For the joints loaded alternately the determination of the impact of the load history on their behavior in the bar structures with the considered joints need to be taken. There is a need to adopt appropriate depending allowing for describe of the course of hysteresis loops in the joint loaded first by permanent and next by the variable action. May prove useful models specified in [10] or a method proposed in [19] for the single-cut bolted connections of the cold-formed sections.

The further studies should be planned for a wider recognition of the impact of alternating loads on the behavior of a bar structures with joints in a complex load state, in which BOM fasteners are used. The aim of the research is to obtain the method of determining the characteristics of such nodes in the form of appropriate simplified hysteresis loops in order to obtain a basis for the adoption of appropriate criteria for the carrying capacity and deformability of the connections. It will be necessary to develop the design procedures, because most of the available software for engineering calculations does not allow for the incremental load and deformation analysis, which is required when designing the alternately loaded structures.

Bibliography

[1] https://www.alcoa.com/global/en/products/product.asp?prod_id=884 [access: 16 April 2015].

[2] Wuwer W., Kowolik B. Thin-walled frames with semi-rigid joints. VIIth Symposium in the series: New Achievements of Science and Technology in Construction: Shaping of Structures, Tension Structures, Structures with Corrugated Sheets. Proceedings pp. 355-366. Rzeszów 2005, (in Polish).

[3] Wuwer W., Kowolik B. The rigidity of flexible lap-joints subjected to complex loads. Proceedings of the XIth International Conference on Metal Structures (ICMS-2006): Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures, Rzeszow, Poland, 21-23 June, 2006, pp. 192-193.

[4] Wuwer W. The behaviour and design of lap-joints in thin-walled bar constructions. Advanced Steel Construction an International Journal, Hong Kong, USA, Italy; Vol. 4, Number 1, March 2008, pp. 59-83.

[5] Wuwer W., Kowolik B. Design of single lap joints in cold-formed steel frames. Konstrukcje Stalowe, nr 2/2009, pp. 34-40 (in Polish).

[6] Swierczyna S., Wuwer W. Thin-walled latticed frame with semi-rigid bolted joints. Proceedings of the 12th International Conference on Metal Structures Wrocław, Poland, IABSE, June 2011, pp. 256-257; CD – Wrocław University of Technology.

[7] Zadanfarrokh F. Analysis and design of bolted connections in cold formed steel members. PhD Thesis. Department of Civil Engineering, University of Salford, 1991.

[8] Dubina D., Stratan A., Ciutina A., Fulop L., Nagy Z. Strength, stiffness and ductility of cold-formed steel bolted connections. Connections in Steel Structures V. Amsterdam 2004, pp 263-272.

[9] Ślęczka L. Shaping and analysis of selected steel frame joints subjected to variable actions. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów 2013 (in Polish).

[10] Bródka J., Kozłowski A. Stiffness and load resistance of semi-rigid joints. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów 1996 (in Polish).

[11] Zamorowski J. Spatial bar structures with geometric imperfection and flexible nodes. Habilitation Thesis. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 2013 (in Polish).

[12] Wuwer W. Flexible joints with blond bolts in thin-walled bar constructions. Habilitation Thesis. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej Nr 1710 (z. 105). Gliwice 2006 (in Polish).

[13] EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints.

[14] Wuwer W., Zamorowski J., Swierczyna S. Lap joint stiffness according to Eurocode EC3 and experimental investigations results. Archives of Civil and Mechanical Engineering, ACME17, Elsevier 2012.

[15] Swierczyna S., Wuwer W. Preliminary investigation on bering resistance of blind bolt lap joints. Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, vol. XXX, issue 60 (no 2/2013), ISSN 2300-5130, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, pp. 243-252 (in Polish).

[16] ECCS TC7 TWG 7.10. Connections in Cold-formed Steel Structures. The testing of connections with mechanical fasteners in steel sheeting and sections. ECCS No 124, 2nd edition, 2009.

[17] Słowiński K. Investigation of closely spaced members with flexible joints under axial compression. PhD Thesis. Silesian University of Technology, Gliwice 2013 (in Polish).

[18] EN 1993-1-8:2006 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.8 : Design of joints.

[19] Sato A., Hong J-K., Uang C-M. Cyclic modeling of mold-formed steel special bolted moment frame connections. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2008 [submitted for publication].

PROBLEMY OBCIĄŻEŃ ZMIENNOZNAKOWYCH W PROJEKTOWANIU RAM STALOWYCH Z KSZTAŁTOWNIKÓW ZIMNOGIĘTYCH Z POŁĄCZENIAMI ZAKŁADKOWYMI

Artykuł przedstawia kwestie obciążeń zmiennych w projektowaniu ram z zimnogiętych kształtowników stalowych, łączonych na zakryte połączenia zakładkowe śrubowe. Na podstawie badań własnych i informacji literaturowej wskazano potrzebę udoskonalenia procedury dla obliczania takich połączeń, biorąc pod uwagę ich rzeczywiste zachowanie, t.j. zgodnie z właściwymi pętlami histerezy. Przedstawiono również metodę określania nieliniowej charakterystyki siła - odkształcenie (F- δ) i moment - obrót (M- ϕ) opisujących zachowanie się jednociętych złączy kształtowników zimnogiętych na zakryte łączniki typu BOM [1], obciążone jednokierunkowo. Zaproponowane formuły oparto na wcześniejszych niepublikowanych wynikach badań i pozwalają na określenie zależności na podstawie wybranych parametrów fizycznych takich połączeń. Krzywe zależności F- δ i M- ϕ uzyskane z proponowanych wzorów porównano z krzywymi otrzymanymi z badań doświadczalnych, w których połączenia były obciążone zarówno jednokierunkowo jak i naprzemiennie. Na zakończenie zaprezentowano kierunki dalszych badań

Słowa kluczowe: ramy stalowe z kształtowników zimnogiętych, połączenia zakładkowe, łączniki zakryte, obciążenie naprzemienne, węzły półsztywne, sztywność węzłów

Przesłano do redakcji:25.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.165

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 425-437

Radosław SZCZERBA[1]
Marcin GAJEWSKI[2]
Marian GIŻEJOWSKI[3]

ANALYSIS OF STEEL I-BEAM-COLUMNS CROSS-SECTION RESISTANCE WITH USE OF FINITE ELEMENT METHOD

An interaction of uniaxial bending and axial compression occurs very often in engineering practice and has been widely described in clause 6.2 of Eurocode 3. There are appropriate formulae given to verify the design cross-section resistance of steel structural members. Numerical aspects of constructing the cross-section resistance interaction curve of I-sections are presented in this paper through numerical modelling of the behaviour of stocky beam-columns with the relative slenderness ratio of 0.2 that distinguishes the range of characteristic values of the cross-section resistance and the member buckling resistance. Numerical study was carried out with respect to hot-rolled wide flange HEB/HEAA sections. The case of combined planar bending about one of the section principal axis (y or z) and axial compression was considered. The scope of numerical research includes different cross-section classes from class 1 to class 4. In case of cross-sections from class 1 to class 3, Geometrically and Materially Nonlinear Analysis (GMNA) is carried out. As far as class 4 cross-sections are concerned, Geometrically and Materially Nonlinear with Imperfections Analysis (GMNIA) is carried out in which geometrical imperfections due out-of-flatness deformations of section plate components are taken into account in the form of first local buckling mode. Plate section components are modelled using Finite Shell Elements (FSEs). FSE modelling technique using ABAQUS/Standard library is utilized. Numerical results in the form of interaction diagrams are compared with those of analytical ones presented in Eurocode 3. Differences occurring between the results from conducted FE analysis and those obtained with use of Eurocode's interaction formulae are discussed and factors causing these differences are outlined. Concluding remarks are drawn.

Keywords: cross-section resistance, compression and uniaxial bending, steel stocky I-beam-beams, FEM

[1] Corresponding author: Radosław Szczerba, Rzeszów University of Technology , ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, Tel.: +48 17 865 16 16, rszcz3rba@gmail.com.

[2] Marcin Gajewski, Warsaw University of Technology, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, Tel.: +48 22 234 5164, m.gajewski@il.pw.edu.pl.

[3] Marian Giżejowski, Warsaw University of Technology, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, Tel.: +48 22 234 6554, m.gizejowski@il.pw.edu.pl.

1. Introduction

Interaction of planar bending and compression occurs very often in engineering practice and has been widely described in PN-EN 1993, Part 1-1 [1]. In accordance with the above mentioned standard, in case of designing of steel members, the overall stability resistance (buckling resistance) and the cross-section resistance should be verified independently, the latter referred to the member most stressed section.

Additionally, in case of stocky elements that satisfy following conditions:

– members in compression:

$$\bar{\lambda} \le 0.2 \text{ or } \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \le 0.04, \tag{1a}$$

– members in bending about the stronger axis of inertia:

$$\bar{\lambda}_{LT} \le 0.2 \text{ or } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \le 0.04, \tag{1b}$$

where: $\bar{\lambda}$, $\bar{\lambda}_{LT}$ – non-dimensional relative slendernesses with respect to compression and bending, respectively,

N_{cr} – elastic critical load with respect to given form of overall instability (flexural, torsional or torsional-flexural, respectively),

M_{cr} – elastic critical moment for lateral-torsional buckling,

the buckling effects may be ignored and only cross sectional checks apply.

In this paper, the issue of cross-section resistance is dealt with in reference to the resistance of stocky elements with doubly symmetrical I-shaped cross-section of the relative slenderness ratio of 0.2. In case like that, the member resistance may be verified on the basis of the criterion for the most critical cross-section resistance. In accordance with standard [1], regardless of the member relative slenderness ratio, three methods of proceeding while checking the cross-section resistance are actually used:

- for cross-sections belonging to classes from 1 to 3, application of **G**eometrically and **M**aterially **N**onlinear **A**nalysis of stocky elements with second order effects accounted for (GMNA according to [2]),
- for class 4 cross-sections, application of **G**eometrically and **M**aterially **N**onlinear with **I**mperfections **A**nalysis (GMNIA according to [2], taking into account geometric out-of-flatness imperfections associated with the first mode of slender web plate local buckling),
- application of the interaction formulae given in clause 6.2 of Eurocode 3, Part 1-1 [1] and complying with the requirements of Eurocode 3, Part 1-5 [3].

The main aim of this paper is to construct the cross-section resistance interaction curves of I-sections under compression and planar bending about principal axes (*y,z*) through numerical modelling of the behaviour of stocky beam-columns with the relative slenderness ratio of 0.2. The scope of numerical investigations includes different cross-section classes from class 1 to class 4. In case of cross-sections belonging to classes from 1 to 3, GMNA is carried out. As far as class 4 cross-sections are concerned, GMNIA is carried out in which slender plate geometrical imperfections are taken into account. Shell modelling technique using ABAQUS/Standard finite elements library is utilized [4, 5]. Numerical results in the form of interaction diagrams are compared with those of Eurocode 3, Part 1-1 [1]. Concluding remarks are drawn and directions of future research are outlined.

2. Numerical investigation program and FEM models of stocky elements

In numerical analysis with use of FEM, the resistance of stocky elements (identified with the cross-section resistance) was checked with respect to hot-rolled wide flange HEB/HEAA sections from class 1 to 4 cross-section. Effective lengths of members were determined as follows:

$$\overline{\lambda}_i = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,i}}} = 0.2 \text{ , where } i = y, z. \tag{2}$$

Using the expression for the elastic critical load corresponding to flexural buckling, the following equation for the stocky column length limit is obtained:

$$l_{cr,i} = \sqrt{\frac{0.2^2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_i}{A \cdot f_y}}, \tag{3a}$$

and for the elastic critical load corresponding to torsional buckling:

$$l_{cr,T} = \sqrt{\frac{0.2^2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{A \cdot f_y \cdot i_C^2 - 0.2^2 \cdot G \cdot I_T}}, \tag{3b}$$

where cross-section characteristics I_i, I_ω, I_T, A and i_C^2 (i_C is the radius of polar gyration and refer to [1] for other quantities notation) are referenced to the gross cross-section area, regardless of the cross-section class.
Classification of analyzed cross-sections and limiting lengths for stocky members are presented in Table 1. FE models are constructed with use of linear and

rectangular shell elements that are available in the ABAQUS/Standard library [4, 5]. Approximate size of elements is in the range of 6 to 30 mm and depends upon the size of cross-section plate components of the member and the axis of bending (y or z). Boundary conditions and loads were applied in reference points RP_i (i=1,2), located at end sections and linked to edges of shell elements with use of *MPC* option available in ABAQUS/Standard [5].

FE models include simply supported beam-columns with effective lengths $l_{cr,i}$ according to Table 1 (where i=y,z). In order to ensure uniaxial bending (to avoid an influence of torsional instabilities) additional boundary conditions at web-flange junction were applied for all SFE nodes along the entire member length. Figure 1 presents the FEM model of an element in bending about stronger axis of inertia (y). In case of bending about weaker axis of inertia, boundary conditions were applied in an analogous way. To solve non-linear boundary value problems of buckling, ABAQUS program is used, in which the theory of moderately large deformation is implemented and available through an option NLGEOM [4, 5, 6]. The σ-ε characteristic of structural steel is described with use of an elastic-plastic model with isotropic hardening. In the elastic range, Young's modulus E equals to 210 N/mm^2 is taken into account. The Poisson's ratio is assumed to be equal to 0.3. In the plastic range, the minimum ductility assumptions of standard [1] are adopted, concerning the ultimate strength $f_u = 1.1 \cdot f_y$ and corresponding ultimate strain ε_u=0.15.

Table 1. List and classification of analyzed cross-sections

Tabela 1. Zestawienie i klasyfikacja analizowanych przekrojów

No.	Section	Class of cross-section		Stocky member flexural lengths $l_{cr,i}$ [mm]		Stocky member torsional length $l_{cr,T}$ [mm]
		Pure bending (about axis y)	Pure compression	Bending about axis y	Bending about axis z	
Hot-rolled sections						
1.	HEB 300	1	1	2444	1453	1393
2.	HE 550 AA	1	3	4083	1275	1431
3.	HE 650 AA	1	4	4758	1225	1424

When performing FE analysis, the conditions of constant values of the first order bending moment and compressive axial force along the entire length of I-section member is regarded. For this purpose, stress and displacement boundary conditions are applied at ends of analyzed elements in reference points RP_i. In the first step of analysis, bending moments is applied without any axial compression and then, the right section end displacement in the direction of member longitudinal axis proceeds. The maximum value of axial reaction

for the left section end is determined that controls the utlimate strength of the end section in the presence of axial compression and uniaxial bending. Such a procedure is illustrated in Figure 2.

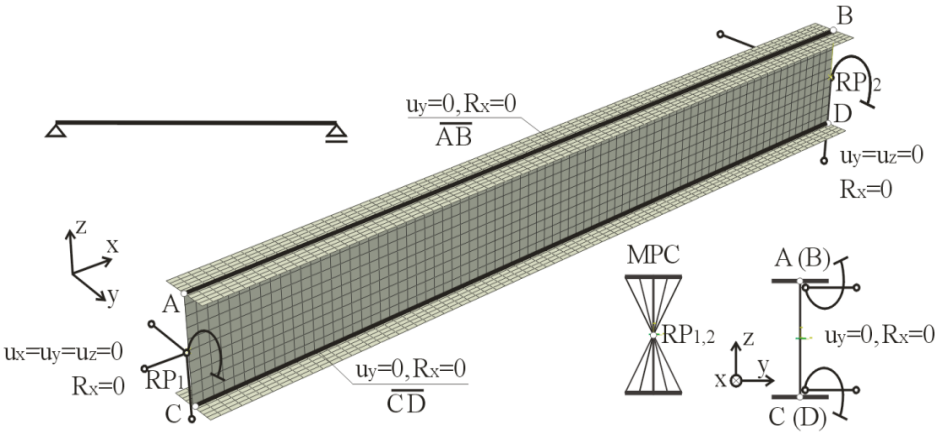


Fig. 1 FEM model of analyzed stocky members together with boundary conditions in case of bending about the stronger axis of inertia

Rys. 1 Model MES analizowanych elementów wraz z zadanymi warunkami brzegowymi w przypadku zginania względem osi większej bezwładności przekroju

The values of bending moments applied in reference end section points should be identified with the first order bending moments. Due to the application of the large deforamtion theory, the maximum value of bending moment is obtain in the middle of the span of analyzed element. Its amplified value is caused by the *P-δ* effect, resulting from an action of the axial force on the element deformed axis.

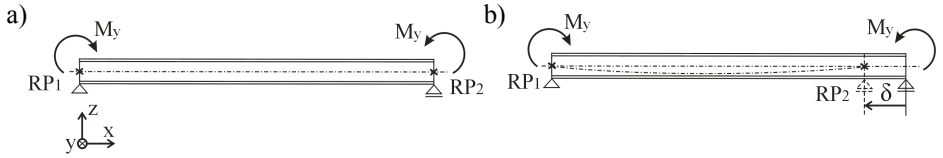


Fig. 2 FEM analysis procedure: a) STEP 1- applying bending moments in reference points RP_i, b) STEP 2 – member compression in the direction of longitudinal axis with the displacement control

Rys. 2 Przebieg analizy numerycznej: a) KROK 1 - przyłożenie momentów zginających w punktach odniesienia RP_i, b) KROK 2 – ściskanie elementu wzdłuż osi podłużnej pręta przy sterowaniu przemieszczeniowym

3. Resistance interaction curves of class 1 cross-section

Numerical calculations concern simply supported stocky elements of the HEB 300 cross-section. In case of the static scheme shown in Fig. 1, theoretical lengths of the member equal to those summarized in Table 1 ($l_{cr,i}$, where $i=y,z$) are taken under consideration hereafter. Design values of action effects $[N_{Ed}, M_{Ed}]$ used to construct the resistance interaction curves are those obtained from FE analysis in the appropriate reference point RP_i. In case of bending about the stronger axis of inertia (y), numerical results of GMNA are marked by A in Fig. 3, connected by a dotted line representing the interaction diagram. It coincides quite well with that obtained by using Eurocode's formulae (solid line marked by EC in Fig. 3). A slight difference in results could be seen only for high values of $M_{y,Ed}/M_{pl,Rk}$ ratio.

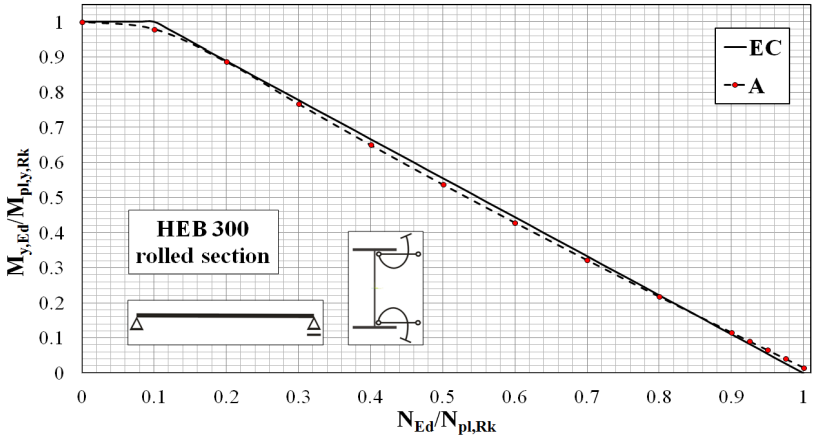


Fig. 3 The resistance interaction curve of HEB 300 cross-section under compression and uniaxial bending about the stronger axis of inertia

Rys. 3 Interakcyjna krzywa nośności przekroju HEB 300 ściskanego i zginanego względem osi większej bezwładności przekroju

Axial compression results in association of bending moments about weaker axis of inertia (z) are given in Fig. 4. In case of bending about weaker axis of inertia (z), noteworthy is the fact of reaching a non-zero value of bending moment $M_{z,Ed}$ for maximum value of an axial force N_{Ed} (point $N_{Ed}/N_{pl,Rk}=1$ on the horizontal axis in Fig. 4). This is due to the plastic reserve of class 1 cross-sections resulting from the consideration of strain hardening effect of steel (note that the structural steel σ-ε characteristic exhibits the isotropic hardening in the plastic range). The resistance interaction curves of doubly symmetrical I-shaped cross-section, under compression and planar bending about weaker axis of inertia (z), have a shape that is different from that corresponding to stronger axis bending. This results from the fact that bending about z axis

causes yielding of two flanges of a rectangular shape so that the interaction curve is close to that obtained in case of a rectangular cross-section.

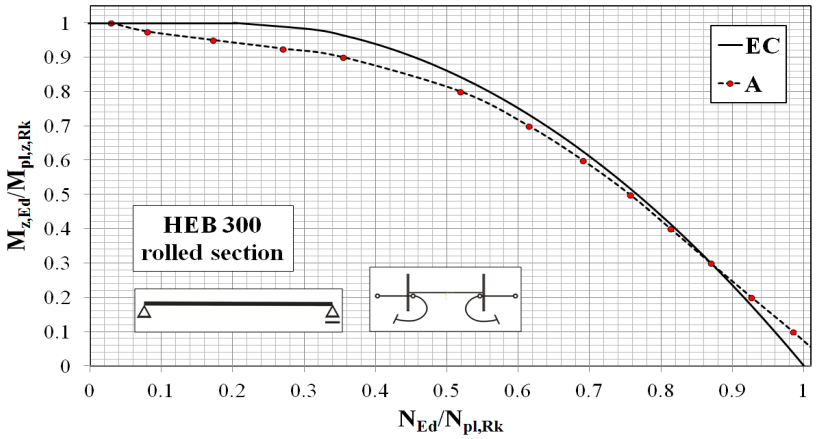


Fig. 4 The resistance interaction curve of HEB 300 cross-section under compression and uni-axial bending about the weaker axis of inertia

Rys. 4 Interakcyjna krzywa nośności przekroju HEB 300 ściskanego i zginanego względem osi mniejszej bezwładności przekroju

4. Resistance interaction curves of class 3 cross-section

The resistance interaction curves were determined with regard to HE 550 AA cross-section, which belongs to class 3 with respect to pure compression and class 1 in case of bending about stronger axis of inertia (y). In this analysis, the simply supported boundary conditions are taken into consideration. GMNA is carried out. As it has been assumed earlier, design values of action effects $[N_{Ed}, M_{Ed}]$ to construct the resistance interaction curves are taken in the appropriate reference point RP_i. Fig. 5 presents the results for compression and bending about section stronger axis of inertia (y). Although numerical results are in this case above those based on Eurocode's formulae, they coincide quite well with those obtained from Eurocode's formulae. In case of bending about weaker axis of inertia (z), see Fig. 6, obtained interaction curves are completely different from those corresponding to Eurocode 3. For bending about the axis z, the web practically does not influence the design bending resistance. In accordance with code [1], the linear interaction equation is very conservative since it does not take into account the plastic reserve of class 1 flanges in bending about axis (z). Dotted line in Fig. 6 presents the plastic interaction curve (EC_p curve). One may note that up to ¾ of the bending capacity $M_{pl,z,Rd}$, the interaction curve is close to that of the plastic section. An approximate interaction curve in Fig. 6 may be suggested as a bilinear.

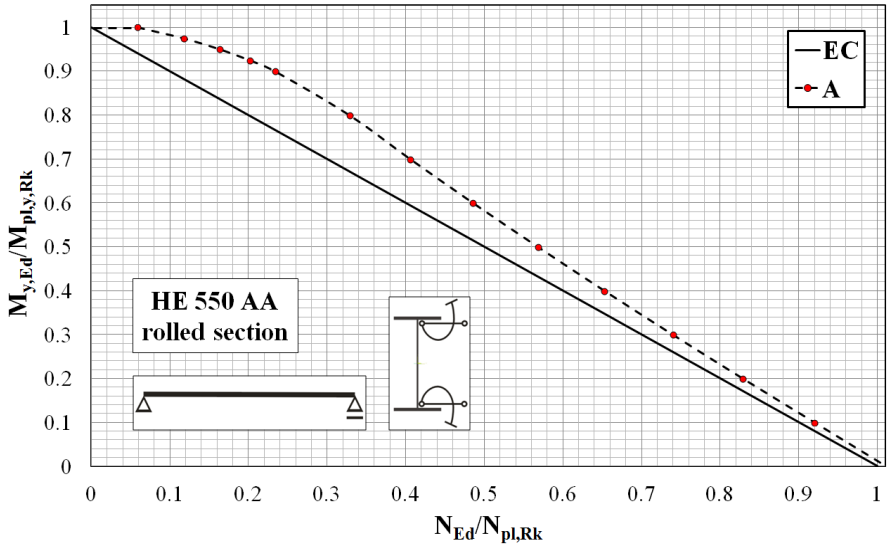


Fig. 5 The resistance interaction curve of HE 550 AA cross-section under compression and uniaxial bending about the stronger axis of inertia

Rys. 5 Interakcyjna krzywa nośności przekroju HE 550 AA ściskanego i zginanego względem osi większej bezwładności przekroju

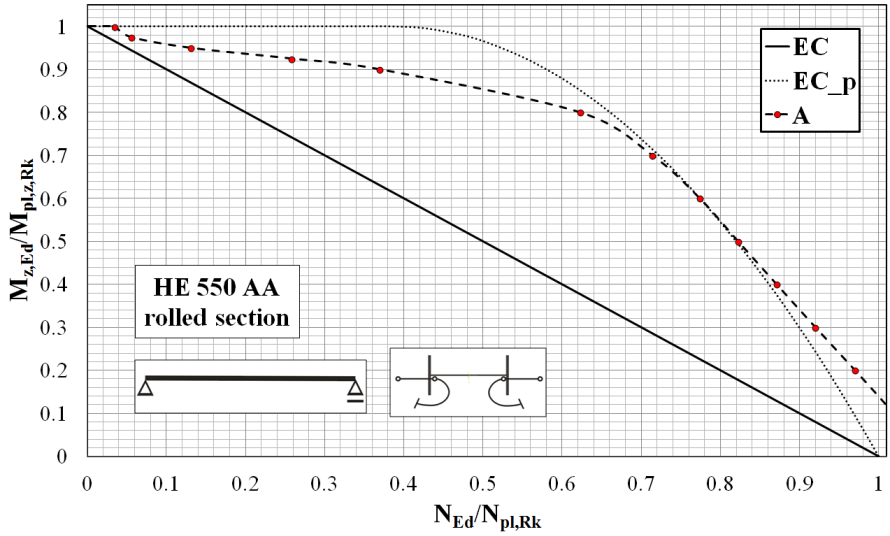


Fig. 6 The resistance interaction curve of HE 550 AA cross-section under compression and uniaxial bending about the weaker axis of inertia

Rys. 6 Interakcyjna krzywa nośności przekroju HE 550 AA ściskanego i zginanego względem osi mniejszej bezwładności przekroju

5. Resistance interaction curves of class 4 cross-section

The resistance interaction curves were determined with regard to HE 650 AA cross-section, which belongs to cross-section class 4 with respect to pure compression and class 1 in bending about stronger axis of inertia (y). The same boundary conditions and other assumptions with regard to action effects $[N_{Ed}, M_{Ed}]$ used to construct the resistance interaction curves described in the previous parts of this paper are taken into consideration.

The resistance of cross-sections may be determined using the effective area A_{eff} of thin web in compression for class 4 sections [3]. Effective cross-section area should be determined on the basis of linear strain distributions with the attainment of yield strain in the mid-plane of the compression plate.

In order to analyze the class 4 cross-section, local buckling of thin web plate is taken under consideration. Thus, local geometrical imperfections with reference to thin web out-of-flatness are taken into account in numerical analysis of stocky element considered hereafter. The shape of local geometrical imperfections corresponds to the first web local buckling mode according to LBA. Buckling analysis was carried out with respect to pure compression. Fig. 7 illustrates the first web buckling mode with respect to elastic plate instability in case of considered HE 650 AA cross-section. The geometry of imperfect element in the initial configuration was adopted as the scaled first plate buckling mode of the web. The value of the scaling factor corresponds to the maximum imperfection provided in the standard [3]. The magnitude of local imperfection amplitude is assumed to be of 1/200 of smaller dimension of the web panel. As a simplification, the out-of-flatness web geometrical imperfections corresponding to pure compression are adopted for determining the resistance interaction curve in the entire range of dimensional action effects $N_{Ed}/N_{pl,Rk}$ and $M_{Ed}/M_{pl,Rk}$.

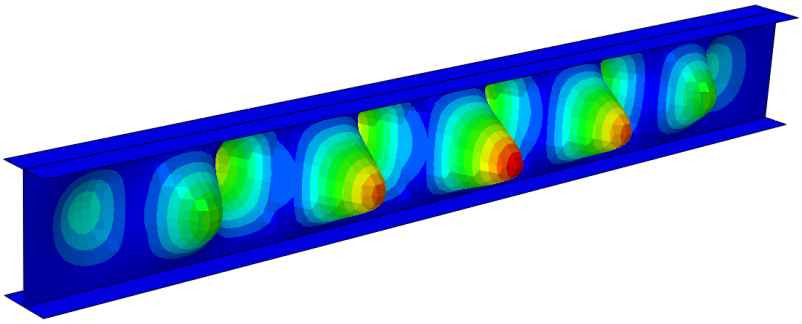


Fig. 7 The first buckling mode corresponding to elastic buckling of web plate in case of HE 650 AA cross-section

Rys. 7 Pierwsza postać funkcji przemieszczeń odpowiadająca sprężystemu wyboczeniu płytowemu środnika w przypadku elementu o przekroju HE 650 AA

In order to investigate the influence of imperfections on the resistance of elements GMNIA is carried out. For comparisons, two tasks are solved in order to construct interaction curves for ideal geometry and initially deformed geometry. In case of bending about the stronger axis of inertia (y), numerical results coincide quite well with those obtained from Eurocode's formulae (see Fig. 8). The influence of initial imperfections on the resistance of analyzed member is significant when the value of $N_{Ed}/N_{pl,Rk}$ ratio is high and it is less important for high values of $M_{y,Ed}/M_{pl,y,Rk}$. In case of pure compression ($N_{Ed}/N_{pl,Rk}$=1, $M_{y,Ed}/M_{pl,y,Rk}$=0) the results of GMNIA and Eurocode are coinciding.

Fig. 9 shows the results corresponding to compression and bending about weaker axis (z). In case of bending about weaker axis of inertia, obtained interaction curves are convex, whereas those of Eurocode 3 are linear. Dotted line represents a semi-plastic interaction curve (*EC_p* curve) in which the section compression resistance is modified and based on the effective area of thin web plate in compression (i.e. A_{eff} as for class 4 sections) instead of the gross area as for class 1 sections. Comparing the obtained interaction curves and the semi-plastic interaction one, similar conclusions hold as those stated for bending about stronger axis. Effect associated with the inclusion of imperfections is similar to that discussed earlier in case of bending about stronger axis of inertia (y).

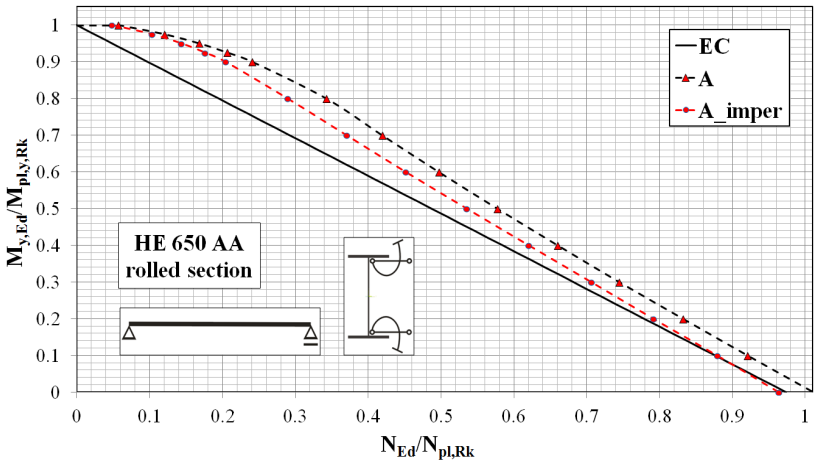


Fig. 8 The resistance interaction curve of HE 650 AA cross-section under compression and uniaxial bending about the stronger axis of inertia; results refer to an influence of the local buckling of the thin web plate of class 4 on the stocky member resistance

Rys. 8 Interakcyjna krzywa nośności przekroju HE 650 AA ściskanego i zginanego względem osi większej bezwładności przekroju; wyniki dotyczą wpływu niestateczności miejscowej smukłego środnika klasy 4 przy ściskaniu na nośność pręta krępego

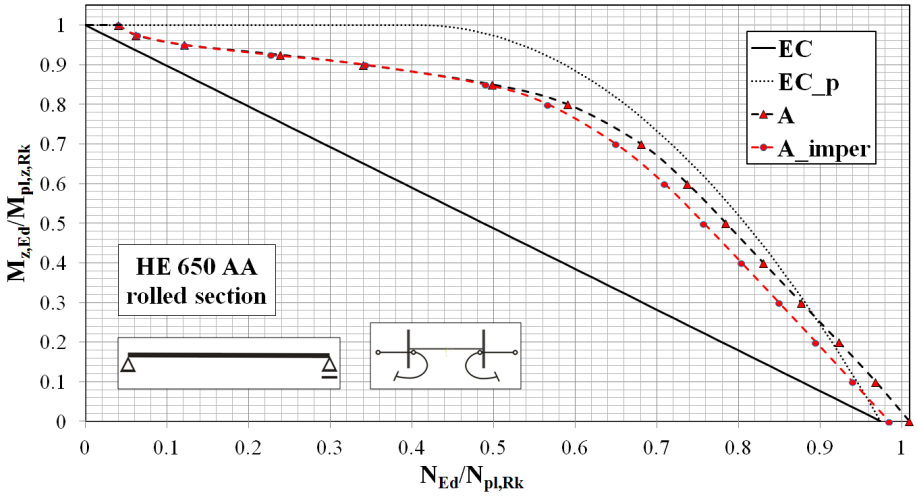


Fig. 9 The resistance interaction curve of HE 650 AA cross-section under compression and uniaxial bending about the weaker axis of inertia; results refer to an influence of the local buckling of the thin web plate of class 4 on the stocky member resistance

Rys. 9 Interakcyjna krzywa nośności przekroju HE 650 AA ściskanego i zginanego względem osi mniejszej bezwładności przekroju; wyniki dotyczą wpływu niestateczności miejscowej smukłego środnika klasy 4 przy ściskaniu na nośność pręta krępego

The deformed member profile of HE 650 AA cross-section with imperfections in pure compression is shown in Fig. 10. It corresponds to the limit point on the equilibrium path at which the section resistance is reached.

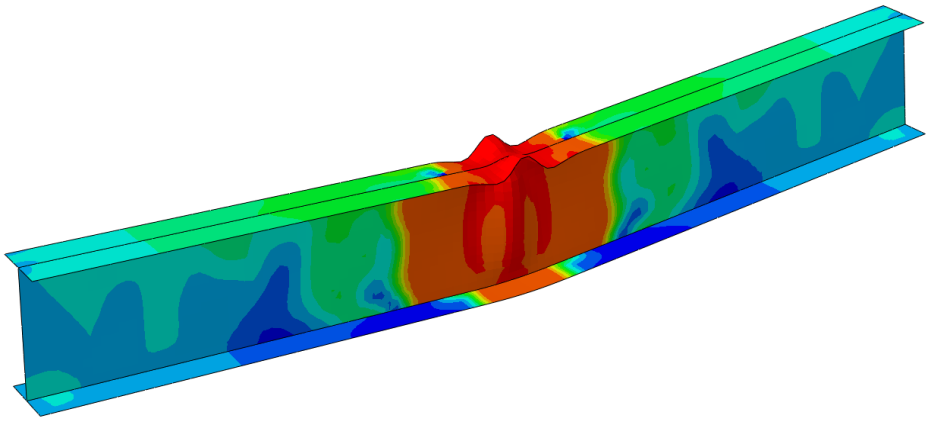


Fig. 10 Deformed member of HE 650 AA cross-section with local imperfections after exceeding the resistance in case of pure compression

Rys. 10 Zdeformowany pręt o przekroju HE 650 AA z zaimplementowanymi imperfekcjami po przekroczeniu nośności w przypadku czystego ściskania

6. Concluding remarks

Evaluation of the cross section resistance under combined axial compression and planar bending moment in respect to principal axes (y,z) is dealt with in this paper. The cross section resistance interaction curves are developed on the basis of second-order analysis GMNA for stocky members of class 1-3 sections and GMNIA for stocky elements of class 4. In order to analyze the class 4 cross-section, geometrical imperfections are taken into account as corresponding to the first web plate buckling mode with amplitude scaled according to the recommendations of [3].

In case of class 1 and 2 sections, obtained interaction curves are in a good agreement with those based on Eurocode 3 formulae. Less accurate results are obtained for elements under compression and bending about the weaker axis of inertia (z). Furthermore, noteworthy is the fact of reaching a non-zero value of bending moment $M_{z,Ed}$ for the maximum value of axial force N_{Ed} (for $N_{Ed}/N_{pl,Rk}$=1). This is due to the plastic reserve of class 1 and 2 cross-sections when the structural steel σ-ε characteristic is modelled as an elastic-plastic with isotropic strain-hardening in the post-elastic range.

In case of members belonging to classes 3 and 4 with respect to pure compression and class 4 with regard to bending about stronger axis (y), obtained interaction curves are closer to linear ones in case of bending about stronger axis of inertia (y). In case of bending about weaker axis of inertia (z), interaction curves are convex, whereas those of Eurocode 3 are linear. This indicates that there is a room for further improvement of codification rules.

The paper presents the specific case of stocky members under compression and bending about one of principal axes (y, z). Future research should take into consideration an influence of the member slenderness on the buckling resistance in case of in-plane bending and compression (no lateral-torsional buckling), assuming various cross-section classes. Future investigations should also account for the effect of lateral-torsional instability.

Bibliography

[1] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

[2] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-7: Strength and stability of planar plated structures subject to out of plane loading.

[3] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements.

[4] ABAQUS *Theory manual*, Version 6.1., Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Pawtucket, 2000.

[5] ABAQUS/Standard *User's manual*, Version 6.1., Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Pawtucket, 2000.

[6] Jemioło S., Gajewski M.: Hiper-elasto-plasticity. Seria wydawnicza Monografie Zakładu Wytrzymałości Materiałów, Teorii Sprężystości i Plastyczności, Tom III, OWPW, 2014 (in Polish).

ANALIZA NOŚNOŚCI STALOWYCH PRZEKROJÓW DWUTEOWYCH ŚCISKANYCH I ZGINANYCH W JEDNEJ PŁASZCZYŹNIE PRZY ZASTOSOWANIU MES

S t r e s z c z e n i e

Zagadnienie jednokierunkowego zginania oraz ściskania jest spotykane w praktyce inżynierskiej bardzo często i zostało szeroko opisane w pkt. 6.2 normy PN-EN 1993-1-1. Podano w niej odpowiednie formuły do sprawdzania nośności prętowych konstrukcji metalowych. W niniejszej pracy skupiono się na numerycznych aspektach oceny nośności stalowych przekrojów dwuteowych rozumianej jako nośność pręta krępego poddanego jednocześnie ściskaniu oraz jednokierunkowemu zginaniu. Studium numeryczne wykonano w odniesieniu do kształtowników walcowanych na gorąco z grupy szerokostopowych HEB/HEAA, zginanych względem głównych osi bezwładności przekroju (y, z). Zakres badań obejmuje przekroje zaliczane do klas od 1 do 4. W przypadku prętów krępych o przekroju należącym do klas od 1 do 3 wykonano pełną geometrycznie i materiałowo nieliniową analizę z uwzględnieniem efektów II rzędu (GMNA). W przypadku prętów o przekroju klasy 4 zastosowano zaś analizę GMNIA, uwzględniającą dodatkowo imperfekcje geometryczne ścianek smukłych. Modele numeryczne prętów wykonano z zastosowaniem powłokowych elementów skończonych. Do wykonania analiz numerycznych wykorzystano program komputerowy ABAQUS/Standard. Uzyskane wyniki krzywych granicznych nośności przekroju porównano z wynikami uzyskanymi z zastosowaniem formuł normowych. Sformułowano wnioski oraz kierunki dalszych badań.

Słowa kluczowe: nośność przekroju, dwuteowniki walcowane na gorąco, ściskanie i zginanie jednokierunkowe, metoda elementów skończonych MES

Przesłano do redakcji:4.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.166

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 439-457

Andrzej SZYCHOWSKI[1]

STATECZNOŚĆ MIMOŚRODOWO ŚCISKANEJ ŚCIANKI WSPORNIKOWEJ ELEMENTU CIENKOŚCIENNEGO

W pracy zamieszczono wyniki badań stateczności mimośrodowo ściskanych ścianek wspornikowych stanowiących części składowe elementów cienkościennych. Ścianki takie charakteryzują się dużymi smukłościami i są wrażliwe na lokalną utratę stateczności. W celu rozwiązania zadania zastosowano model cienkiej płyty wspornikowej. Funkcję ugięcia zapisano w postaci szeregu wielomianowo – sinusowego. Uwzględniono warunki sprężystego zamocowania przeciw obrotowi oraz różne rozkłady naprężeń (wg funkcji stałej, liniowej i paraboli 2. stopnia) na długości elementu. Naprężenie krytyczne odniesiono do najbardziej ściskanej krawędzi dla danego przypadku obciążenia. Współczynniki wyboczeniowe k wyznaczono metodą energetyczną. Pokazano wykresy współczynnika k dla takich przypadków obciążenia, których nie znaleziono w literaturze. Wyprowadzono wzory aproksymacyjne współczynnika k dla stałego na długości płyty rozkładu naprężeń. We wzorach uwzględniono różne przypadki mimośrodowego ściskania w funkcji wskaźnika sprężystego utwierdzenia. Omówiono sposoby oszacowania współczynnika k dla pośrednich wartości parametrów oraz przedstawiono prostą formułę przybliżoną dla długich płyt wspornikowych. Sposób wykorzystania wzorów aproksymacyjnych pokazano w przykładzie obliczeniowym. Stwierdzono, że uwzględnienie sprężystego zamocowania krawędzi ścianki (płyty) wspornikowej w segmencie pręta cienkościennego oraz poprzecznej i wzdłużnej zmienności naprężeń prowadzi do precyzyjniejszego wyznaczenia naprężeń krytycznych wyboczenia lokalnego. Poprawia to dokładność odwzorowania zachowania się elementu cienkościennego w inżynierskim modelu obliczeniowym. Tak wyznaczone naprężenia krytyczne mogą także posłużyć do dokładniejszego wyznaczenia szerokości współpracujących różnie obciążonych ścianek wspornikowych.

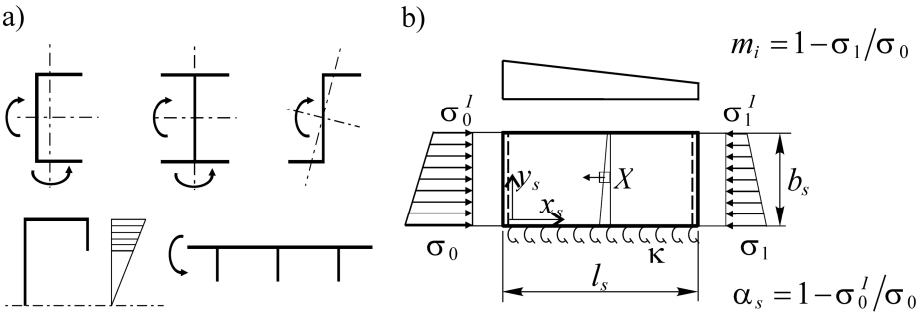
Słowa kluczowe: pręty cienkościenne, przekrój otwarty, płyty wspornikowe, sprężyste zamocowanie, wzdłużna zmienność naprężeń

[1] Autor do korespondencji: Andrzej Szychowski, Politechnika Świetokrzyska w Kielcach, Al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, tel: 41 3424575, -mail: aszychow@tu.kielce.pl

1. Wprowadzenie

Współcześnie stosowane prętowe elementy cienkościenne charakteryzują się dużymi smukłościami ścianek składowych. Są zatem wrażliwe na różne postacie wyboczenia lokalnego i/lub dystorsyjnego.

W złożonych stanach obciążenia (np. przy ściskaniu i zginaniu lub nieswobodnym skręcaniu pręta cienkościennego) w płaskich ściankach wspornikowych może występować mimośrodowe ściskanie przy różnym rozkładzie naprężeń na długości segmentu pręta (l_s). Segment pręta cienkościennego zdefiniowano w [5] jako odcinek pomiędzy usztywnieniami poprzecznymi (żebrami, przeponami itp.) zapewniającymi sztywny kontur przekroju. Taka definicja jest szczególnie istotna w przypadku wzdłużnej zmienności naprężeń, gdyż występują wówczas złożone postacie utraty stateczności [8]. Ścianka wspornikowa może stanowić np. półkę kształtownika cienkościennego, pojedyncze odgięcie usztywniające kształtownika giętego lub płaski element usztywniający konstrukcji blachownicowej. Klasyczne przykłady występowania ścianek wspornikowych pokazano na rys.1a.



Rys. 1a) Przykłady ścianek wspornikowych, b) wydzielona z elementu cienkościennego ścianka wspornikowa

Fig. 1a) Examples of cantilever walls, b) cantilever wall isolated from a thin-walled member

Ponieważ ścianki wspornikowe charakteryzują się znacznie mniejszą odpornością na naprężenia ściskające w stosunku do ścianek przęsłowych, stanowią na ogół ściankę słabszą (podpieraną), decydującą o lokalnej utracie stateczności całego przekroju. W takim przypadku ścianka wspornikowa jest sprężyście zamocowana przeciw obrotowi w ściance przęsłowej (np. półka zamocowana w środniku lub usztywnienie brzegowe zamocowane w półce, por. rys.1.), dla której obie krawędzie wzdłużne są podparte.

W normach [13,14,15] do uwzględnienia wyboczenia lokalnego pręta cienkościennego o przekroju klasy 4 przyjęto model obliczeniowy separacji ścianek (płyt składowych) polegający na ich swobodnym podparciu na podłużnych krawędziach łączenia. W tym podejściu, o naprężeniach krytycznych z warunku

wyboczenia lokalnego decyduje najsłabsza ścianka, na którą nie oddziałują ścianki sąsiednie. Jedynie w przypadku odgięcia usztywniającego, w normie [14] przyjęto uproszczony schemat sprężystego zamocowania ścianki wspornikowej w półce przekroju, pozwalający na przyjęcie wyższej wartości współczynnika k (np. 0.5 w miejsce 0.43). W rzeczywistych elementach cienkościennych występuje sprężyste zamocowanie ścianek sąsiednich, co może być uwzględnione w modelu obliczeniowym [8].

W wielu technicznie ważnych przypadkach lokalne wyboczenie elementu cienkościennego jest wywołane utratą stateczności ścianki najsłabszej („krytycznej"), która po wyboczeniu wymusza deformacje sąsiednich ścianek. Oczywiście istnieją przekroje, dla których w określonych stanach naprężenia wszystkie ścianki są „krytyczne", tzn. decydują o utracie stateczności całego przekroju (np. osiowo ściskany kwadratowy przekrój skrzynkowy). To sprężyste zamocowanie przeciw obrotowi ścianki najsłabszej, wynikające ze sprężystego połączenia ze ścianką mocniejszą (podpierającą), podnosi jej naprężenia krytyczne. Efekt ten wykorzystuje się dotychczas jedynie we wspomnianym już przypadku odgięcia krawędzi oraz w analizie wyboczenia dystorsyjnego kształtowników formowanych na zimno [14]. W tym przypadku ściankę z odgięciem (tj. ich szerokości współpracujące) traktuje się jako zastępczy pręt ściskany na podłożu sprężystym. Moduł sprężystości podłoża (K) wyznacza się w zależności od sztywności obrotowej (C_θ) krawędzi podpartej (na którą wpływa sztywność zginania ścianki podpierającej i jej stan naprężenia) oraz sztywności zginania samej ścianki.

Lokalne wyboczenie elementu cienkościennego o przekroju otwartym, inicjowane np. przez mimośrodowo ściskaną ściankę wspornikową, można w praktyce uwzględniać w oparciu o analizę stateczności płyty wspornikowej sprężyście zamocowanej w płycie podpierającej. W przypadku płyty wspornikowej, naprężenia krytyczne wyboczenia lokalnego zależą od jej smukłości, poprzecznego i wzdłużnego rozkładu naprężeń oraz stopnia sprężystego zamocowania krawędzi podpartej. Poprawne wyznaczenie naprężeń krytycznych dla tak podpartych i obciążonych ścianek (płyt składowych) pręta cienkościennego służy do dokładniejszego oszacowania nośności granicznej przekroju metodą szerokości współpracującej.

W monografii [1] podano wykresy i wzór aproksymacyjny współczynnika k dla osiowo ściskanej płyty wspornikowej przy stałym rozkładzie naprężeń na jej długości w funkcji współczynnika sprężystego zamocowania (ε) wg wzoru:

$$\varepsilon = C_\theta b_s / D_s \tag{1}$$

gdzie: C_θ - sztywność obrotowa krawędzi podpartej równa momentowi zginającemu powstałemu podczas obrotu o kąt jednostkowy, b_s - szerokość płyty ulegającej wyboczeniu, $D_s=Et_s^3/(12(1-\nu^2))$ - płytowa sztywność zginania.

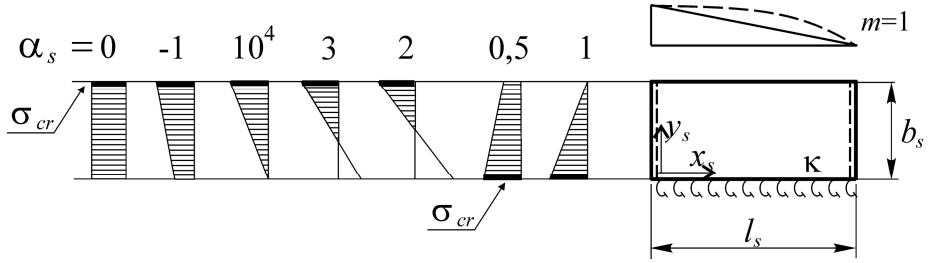
W pracy [12] analizowano m.in. wpływ wzdłużnej zmienności naprężeń (rozkład naprężeń wg funkcji liniowej) na stateczność osiowo ściskanych płyt wspornikowych dla granicznych warunków brzegowych (przegub, utwierdzenie) na krawędzi podpartej. Dla tych przypadków podparcia i obciążenia zaproponowano przybliżoną formułę obliczania współczynnika k.

W pracy [5] przedstawiono wyniki badań stateczności mimośrodowo ściskanych płyt wspornikowych przy wzdłużnej zmienności naprężeń dla granicznych przypadków podparcia krawędzi podłużnej (przegub lub utwierdzenie). Wyprowadzono wzory na pracę sił zewnętrznych przy obciążeniu wywołującym wzdłużny rozkład naprężeń wg funkcji liniowej oraz wg paraboli 2. stopnia. Z kolei w pracy [6] przedstawiono wykresy współczynnika k sprężyście zamocowanych ścianek wspornikowych dla wybranych przypadków wzdłużnej i poprzecznej zmienności naprężeń w przedziale: $1.5 \le \gamma_s \le 8$, gdzie $\gamma_s = l_s/b_s$. Natomiast w pracy [8] wyprowadzono wzory aproksymacyjne współczynnika k dla osiowo ściskanej płyty wspornikowej dla dowolnego stopnia sprężystego zamocowania krawędzi podpartej oraz dowolnie „nachylonego" na długości płyty rozkładu naprężeń wg funkcji liniowej i paraboli 2. stopnia. Dla wzdłużnej zmienności naprężeń zdefiniowano „półfalę krytyczną", jako tę z największymi ugięciami i występującą w obszarze największych naprężeń. Za jej długość wyboczeniową (l_{cr}) przyjęto, podobnie jak dla stałej intensywności naprężeń ($m_i = 0$, gdzie m_i wg rys.1b), odległość pomiędzy punktami przegięcia ($w^{II}(x_s)_{y=b}=0$, gdzie $w(x_s)$ – funkcja ugięcia płyty) „śladu" pierwszej postaci wyboczenia o maksymalnych przemieszczeniach i występującej od strony maksymalnych obciążeń.

W celu dokładniejszego rozwiązania wielu zagadnień wyboczenia lokalnego oraz nośności granicznej (szacowanej wg metody szerokości współpracującej) otwartych prętów cienkościennych w złożonych stanach naprężenia, należy uzupełnić wybrane rozwiązania stanu krytycznego ścianek składowych. Chodzi tutaj o mimośrodowo ściskane ścianki (płyty) wspornikowe, przy jednoczesnym uwzględnieniu zarówno sprężystego zamocowania przeciw obrotowi krawędzi podpartej, jak również wzdłużnej zmienności naprężeń. W normie [5] podano jedynie wzory współczynników k dla swobodnie podpartej płyty (ścianki) wspornikowej z uwzględnieniem poprzecznej zmienności naprężeń. Jak wykazano w pracach [5,6,8], w takich ściankach występują zapasy lokalnej nośności krytycznej w stosunku do modelu obliczeniowego separacji ścianki podpartej przegubowo, który przyjęto w normach [13,14,15].

W niniejszej pracy wyznaczono współczynniki k dla sprężyście zamocowanych i mimośrodowo ściskanych płyt wspornikowych przy występowaniu technicznie ważnych schematów obciążeń, których nie znaleziono w literaturze i nie zamieszczono w pracach [5,6,8]. Ponadto wyprowadzono wzory aproksymacyjne dla różnych poprzecznych rozkładów naprężeń umożliwiające wyznaczenie współczynnika k dla $m_i = 0$ oraz oszacowanie k dla pośrednich wartości parametru m_i z przedziału (0-1). Zaproponowano także uproszczoną procedurę szacowania k dla długich płyt (ścianek) w przedziale: $8 \le \gamma_s \le 50$.

Na rysunku 2. pokazano rozpatrywane w niniejszej pracy przypadki poprzecznej zmienności naprężeń w płycie wspornikowej w zależności od wartości parametru α_s (por.rys.1). Dla porównania, jako pierwszy pokazano klasyczny przypadek osiowego ściskania dla $\alpha_s = 0$.



Rys. 2. Rozpatrywane schematy rozkładu naprężeń w płycie wspornikowej

Fig. 2. Considered patterns of stress distributions in the cantilever plate

2. Warunki brzegowe płyty wspornikowej

Założono, że: 1) ścianka wspornikowa przekroju cienkościennego zachowuje się jak płyta wspornikowa, sprężyście zamocowana przeciw obrotowi w płycie sąsiedniej np. w środniku, 2) druga krawędź podłużna jest swobodna i nie zawiera usztywnienia krawędziowego; 3) mimośrodowe ściskanie płyty występuje jedynie w jej płaszczyźnie; 4) poprzeczne krawędzie płyty przyjęto jako swobodnie podparte; 5) rozpatruje się naprężenia w zakresie sprężystym.

Stopień sprężystego zamocowania podłużnej krawędzi płyty (y_s=0) opisano za pomocą współczynnika zamocowania ε wg wzoru (1) [1] oraz wskaźnika sprężystego utwierdzenia κ wg [4] w następującej postaci:

$$\kappa = 1/\left(1 + 2D_s / b_s C_\theta\right) \tag{2}$$

Współczynnik ε wg wzoru (1) zmienia się od $\varepsilon = 0$ dla podparcia przegubowego do $\varepsilon = \infty$ dla utwierdzenia, natomiast wskaźnik κ wg wzoru (2), od κ=0 (przegub) do κ=1 (utwierdzenie), przy czym $\kappa = \varepsilon /(2+\varepsilon)$.

Sztywność obrotową podpartej krawędzi płyty wspornikowej można wyznaczyć ze wzoru:

$$C_\theta = \frac{\eta D_r}{b_r}\left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr,r}}\right) \tag{3}$$

gdzie: η - współczynnik zależny od rozkładu obciążenia i warunków podparcia płyty usztywniającej, b_r - szerokość płyty usztywniającej, D_r - sztywność zginania płyty usztywniającej, σ_{cr} - naprężenia krytyczne płyty wspornikowej („krytycz-

nej"), $\sigma_{cr,r}$ - naprężenia krytyczne płyty usztywniającej podpartej przegubowo dla jednej półfali występującej na długości wyboczeniowej (l_{cr}) płyty wspornikowej (zakłada się zgodność kątów obrotu i momentów zginających na krawędzi łączenia ścianek). Uwaga: formuła w nawiasie wzoru (3) uwzględnia w sposób przybliżony niekorzystny wpływ naprężeń ściskających w płycie usztywniającej [3].

W przypadku swobodnego podparcia ścianki wspornikowej (dla $\kappa = 0$) przy stałym wzdłużnym rozkładzie naprężeń, na jej długości powstaje jedna półfala wyboczenia równa długości segmentu ($l_{cr} = l_s$). Przy wzdłużnej zmienności naprężeń może powstać jedna lub co najwyżej dwie półfale wyboczenia o silnie zróżnicowanych amplitudach. W tym przypadku „półfala krytyczna" jest niesymetryczna (względem osi poprzecznej płyty), a jej maksymalne ugięcia występują od strony maksymalnych naprężeń (por.rys.10 dla $\kappa = 0$ w pracy [8]).

W przypadku $\kappa > 0$ występuje sprężyste zamocowanie płyty wspornikowej w płycie sąsiedniej, a długość wyboczeniowa „półfali krytycznej" ma z reguły wartość mniejszą od długości segmentu pręta cienkościennego ($l_{cr} \le l_s$). Długość tę można oszacować wg wzoru aproksymacyjnego (4) wyprowadzonego w pracy [8]. Dla osiowo ściskanej i sprężyście zamocowanej płyty wspornikowej przy stałej (na długości) intensywności naprężeń wzór ten ma postać:

$$l_{cr} = b_s \left(\frac{2.02 - 0.37\kappa}{\kappa^{0.25}} \right) \tag{4}$$

W niniejszej pracy zbadano, że wzór (4) można także bezpiecznie stosować do oszacowania długości wyboczeniowej w typowych przypadkach mimośrodowego ściskania (por. rys.2).

Z uwagi na to, że dla płyty wspornikowej, w każdym przypadku zamocowania ($0 \le \kappa \le 1$) długość wyboczeniowa jest większa od szerokości płyty ($l_{cr} > b_s$), konserwatywną ocenę sztywności obrotowej można uzyskać ze wzoru (3) przyjmując $\eta = 2$ dla przekroju ściskanego, oraz $\eta = 4$ dla przekroju zginanego [3,8]. Takie podejście upraszcza obliczenia i pozwala na bezpieczne oszacowanie naprężeń krytycznych. Wzory na naprężenia krytyczne płyty usztywniającej dla jednej półfali wyboczenia na długości l_{cr} płyty podpieranej (słabszej) podano np. w pracach [3, 9].

Obliczenia są zatem iteracyjne, ponieważ do wyznaczenia sztywności obrotowej C_θ potrzebne są naprężenia krytyczne σ_{cr} i $\sigma_{cr,r}$, które zależą m.in. od wskaźnika κ. Z kolei wskaźnik utwierdzenia κ zależy od sztywności obrotowej C_θ i ostatecznie od obliczanych naprężeń krytycznych σ_{cr}. Jednakże w praktyce obliczeniowej, przy założeniu wstępnej wartości wskaźnika κ (np. z przedziału $0.2 \div 0.4$) proces ten jest szybko zbieżny. Wystarczającą z technicznego punktu widzenia dokładność uzyskuje się już po 2 – 3 iteracjach. Oczywiście w każdym przypadku można skorzystać z dodatkowego uproszczenia zaproponowanego w pracy [8]. Polega ono na tym, że w każdym kroku obliczeniowym za $\sigma_{cr,r}$ przyjmuje się minimalne naprężenia krytyczne ścianki podpierającej

(tj. $\sigma_{cr,r} = 4\sigma_{E,r}$ dla ściskania przekroju lub $\sigma_{cr,r} = 23.9\sigma_{E,r}$ dla zginania przekroju w płaszczyźnie środnika, gdzie: $\sigma_{E,r}$ – naprężenia Eulera dla płyty podpierającej). W tym przypadku wystarczy zazwyczaj jedna iteracja.

3. Funkcja ugięcia i stan naprężenia płyty wspornikowej

Funkcję ugięcia sprężyście zamocowanej i mimośrodowo ściskanej płyty wspornikowej przy występowaniu wzdłużnej zmienności naprężeń przyjęto w postaci:

$$w_s(x_s, y_s) = t_s \sum_{i=1}^{i_o} \left[f_{i2} \left((1-\kappa)\frac{y_s}{b_s} + \kappa \left(\frac{y_s}{b_s} \right)^2 \right) + \sum_{p=3}^{p_o} f_{ip} \left(\frac{y_s}{b_s} \right)^p \right] \sin\left(\frac{i\pi x_s}{l_s} \right) \quad (5)$$

gdzie: f_{i2}, f_{ip} - bezwymiarowe, swobodne parametry funkcji ugięcia.

Zalety funkcji (5) do aproksymowania złożonej postaci wyboczenia płyt wspornikowych w złożonych stanach naprężenia omówiono w pracach [5,7,8].

W przypadku analizy stateczności płyty wspornikowej stanowiącej część składową pręta cienkościennego o przekroju otwartym, w której akceptuje się hipotezę płaskich przekrojów lub hipotezę deplanacji przekroju (w zależności od sposobu obciążenia), rozkład naprężeń normalnych (por.rys.1) można przedstawić w postaci [6,7]:

$$\sigma_x = \sigma_0 \left(1 - \alpha_s \frac{y_s}{b_s} \right) \beta_i(x_s) \quad (6)$$

gdzie: σ_0 - krawędziowe naprężenie porównawcze (dodatnie kiedy ściskające) na krawędzi zawierającej początek lokalnego układu współrzędnych (y_s=0, por. rys.1), $\beta_i(x_s)$ - funkcja rozkładu naprężeń na długości płyty, α_s - współczynnik rozkładu naprężeń na szerokości płyty wg wzoru:

$$\alpha_s = 1 - \sigma_0^I / \sigma_0 \quad (7)$$

W niniejszej pracy rozpatrzono następujące przypadki wzdłużnego rozkładu naprężeń: 1) rozkład stały (m = 0), 2) rozkład liniowy oraz, 3) rozkład nieliniowy wg paraboli 2. stopnia. W przypadkach 2 i 3 funkcję $\beta_i(x_s)$ wg wzoru (6) można przedstawić odpowiednio w postaci:

$$\beta_1(x_s) = 1 - m_1 x_s / l_s \quad (8)$$

$$\beta_2(x_s) = 1 - m_2 x_s^2 / l_s^2 \quad (9)$$

gdzie m_i - współczynnik charakteryzujący wzdłużną zmienność naprężeń wg wzoru:

$$m_i = 1 - \sigma_1 / \sigma_0 \tag{10}$$

Wzdłużny rozkład naprężeń wg funkcji liniowej (6, 8) lub nieliniowej (6, 9) można uzyskać przez wprowadzenie naprężeń stycznych [12] lub wzdłużnych sił masowych (por.rys.1), o rozkładzie dobranym w zależności od sposobu obciążenia pręta cienkościennego. Sposób zastąpienia naprężeń stycznych odpowiednim rozkładem sił masowych w płytach wspornikowych opisano w pracy [5]. Wprowadzenie wzdłużnych sił masowych oraz opis rozkładu naprężeń normalnych wg wzoru (6) upraszcza funkcję ugięcia (5) poprzez redukcję liczby swobodnych parametrów niezbędnych do aproksymacji postaci wyboczenia. Pozwala to na analizę stateczności płyty wspornikowej (ścianki przekroju) w tych przypadkach, w których rozkład i intensywność naprężeń stycznych nie wpływa istotnie na postać utraty stateczności [5,7]. W niniejszej pracy pominięto wpływ naprężeń stycznych, przyjmując wzdłużny rozkład naprężeń normalnych wg wzoru (6).

4. Naprężenie krytyczne

Naprężenie krytyczne (σ_{cr}) lokalnej utraty stateczności mimośrodowo ściskanej płyty wspornikowej przy wzdłużnej zmienności naprężeń odniesiono do najbardziej ściskanej krawędzi (por.rys.2 – linia gruba) i wyrażono w postaci wzoru:

$$\sigma_{cr} = k\sigma_E \tag{11}$$

gdzie σ_E - naprężenia Eulera dla płyty wg [1,9].

Płytowe współczynniki wyboczeniowe (k) wyznaczono metodą energetyczną. Całkowita energia potencjalna układu wynosi:

$$U_s = V_{s,1} + V_{s,2} - L_s \tag{12}$$

gdzie: $V_{s,1}$ - energia sprężysta zginania płyty, $V_{s,2}$ - energia sprężystego zamocowania krawędzi podłużnej ($y_s = 0$), L_s - praca sił zewnętrznych.

Ponieważ funkcję ugięcia płyty zapisano szeregiem sinusowo – wielomianowym postaci (5), energię sprężystą ($V_{s,1}$) wyznaczono w sposób zaproponowany w pracy [2], a funkcję pracy sił zewnętrznych (L_s) wyznaczono z sekwencji wzorów wyprowadzonych w pracy [5]. Natomiast energię sprężystego zamocowania ($V_{s,2}$) krawędzi podłużnej wyznaczono wg [1] ze wzoru:

$$V_{s,2} = \frac{C_\theta}{2} \int_0^{l_s} \left[\left(\frac{\partial w_s}{\partial y_s} \right)^2_{y_s=0} \right] dx \tag{13}$$

Naprężenia krytyczne obliczono z układu równań:

$$\partial U_s / \partial f_{ip} = 0 \tag{14}$$

sprowadzając zagadnienie do problemu wyznaczania wartości i wektorów własnych.

Obliczenia współczynników wyboczeniowych k wykonano programem komputerowym *Ncr_płyta_sw-spręż-(3).nb* (opracowanym w środowisku pakietu *Mathematica*® [11]) i rozbudowanym w stosunku do aplikacji opisanej w pracy [6] o kolejne moduły obliczeniowe. Program umożliwia m.in. tablicowanie współczynników, wyznaczanie wzorów aproksymacyjnych oraz graficzną prezentację wyników obliczeń (wykresy, postacie wyboczenia itp.). Funkcję ugięcia płyty aproksymowano szeregiem (5), przy narzuceniu wartości początkowych wskaźnika utwierdzenia wg wzoru (2) od κ=0 dla krawędzi swobodnie podpartej do κ=1 dla krawędzi utwierdzonej. Parametr i_o określający ilość „półfal" funkcji sinus w kierunku osi x_s szeregu (5) dobierano w zależności od stosunku wymiarów płyty ($\gamma_s = l_s/b_s$), rozkładu naprężeń działających w jej płaszczyźnie oraz wskaźnika κ. Na podstawie analizy zbieżności wyników (analogicznej do przedstawionej w pracy [5]), do obliczeń współczynników k sprężyście zamocowanych płyt wspornikowych o $\gamma_s \le 8$ oraz wartości parametrów: $0 \le m \le 1$ oraz $0 \le \kappa \le 1$ przyjęto w praktyce $i_o = 8$. Dało to wystarczającą dokładność z technicznego punktu widzenia przy jednoczesnej redukcji ilości obliczeń. W tabeli 1 podano przyporządkowanie numeru krzywej na poszczególnych wykresach (rys.3 ÷ 8) do współczynnika ε oraz wskaźnika κ wg wzorów (1, 2).

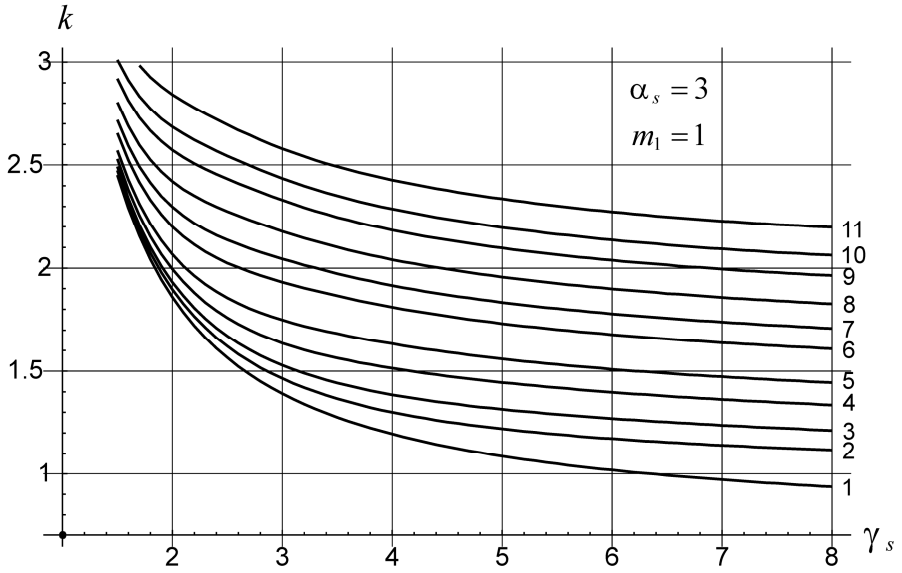
Tabela 1. Przyporządkowanie numeru krzywej na rys. 3-8 do współczynnika ε oraz wskaźnika κ

Table 1. Assignment of the curve numbers in Figs 3-8 to the coefficient ε and index κ

Nr	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
$\boldsymbol{\varepsilon}$	0	0,15	0,3	0,6	1	2	3	5	10	20	10^4
$\boldsymbol{\kappa}$	0	0,07	0,13	0,231	0,333	0,5	0,6	0,714	0,83	0,909	1

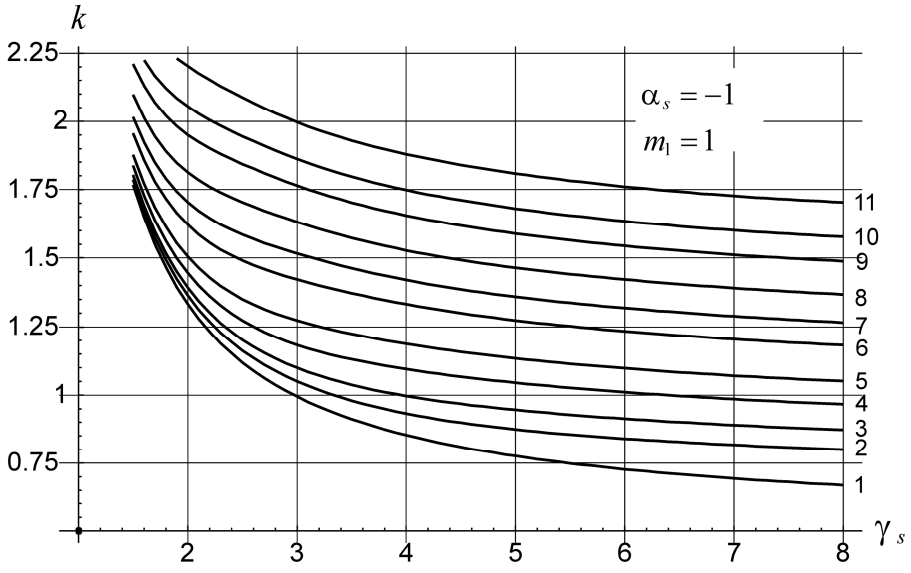
5. Wykresy współczynnika wyboczeniowego *k*

Na rysunkach 3 do 5 pokazano wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = 3$ (rys.3), $\alpha_s = -1$ (rys.4) i $\alpha_s = 0.5$ (rys.5) przy liniowym ($m_1 = 1$), w kierunku podłużnym, rozkładzie naprężeń (σ_x wg (6, 8)) w funkcji γ_s oraz ε i κ wg tabeli 1. Odpowiednie rozkłady naprężeń pokazano na rys.2.



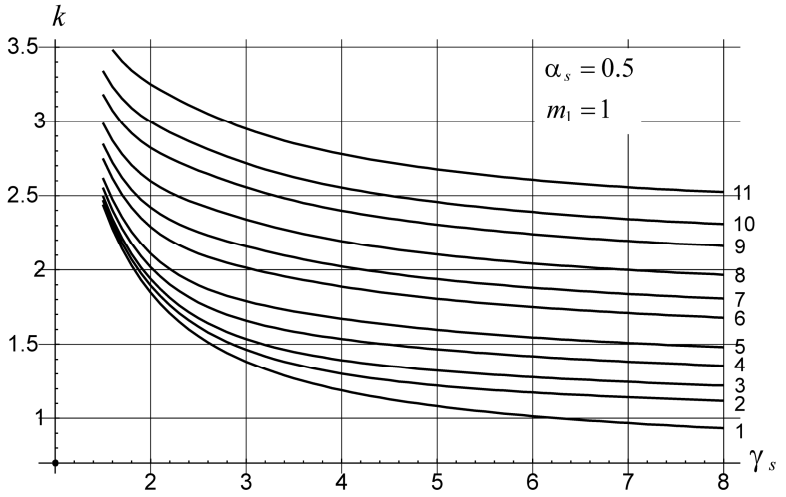
Rys. 3. Wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = 3$ i $m_1 = 1$ oraz ε i κ wg tabeli 1

Fig. 3. The plots of the coefficient k for $\alpha_s = 3$ and $m_1 = 1$, and also ε and κ in acc. with Table 1



Rys. 4. Wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = -1$ i $m_1 = 1$ oraz ε i κ wg tabeli 1

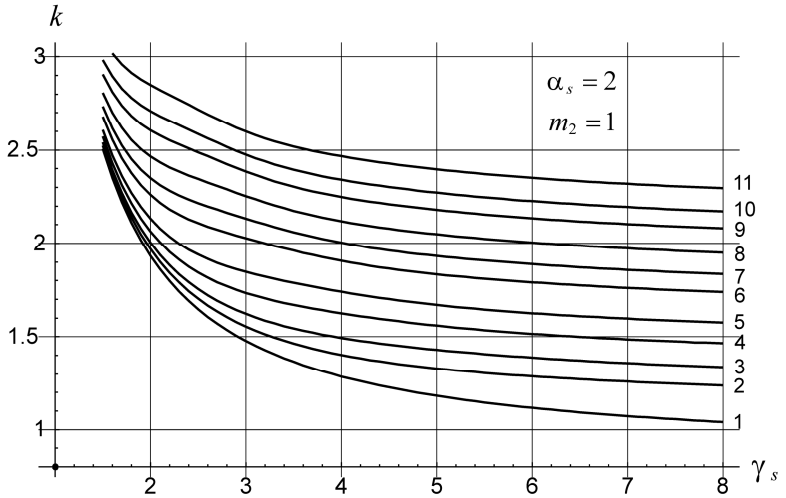
Fig. 4. The plots of the coefficient k for $\alpha_s = -1$ and $m_1 = 1$, and also ε and κ in acc. with Table 1



Rys. 5. Wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = 0.5$ i $m_1 = 1$ oraz ε i κ wg tabeli 1

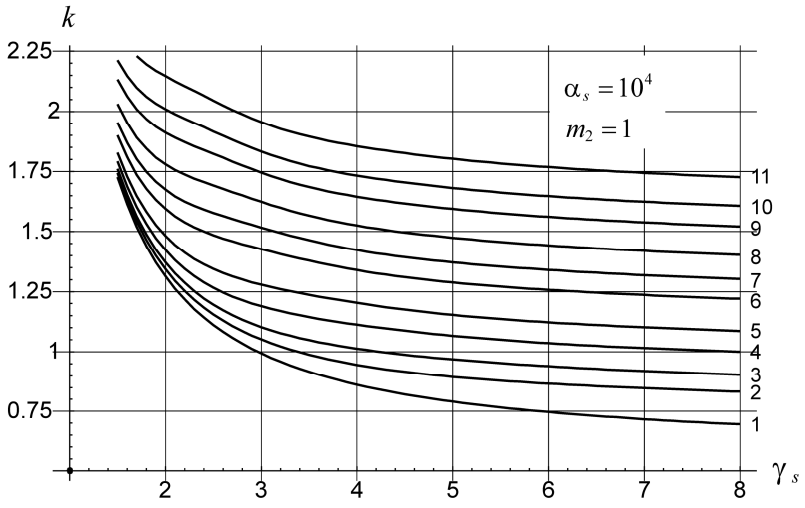
Fig. 5. The plots of the coefficient k for $\alpha_s = 0.5$ and $m_1 = 1$, and also ε and κ in acc. with Table 1

Na rysunkach 6 do 8 pokazano wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = 2$ (rys.6), $\alpha_s = 10^4$ (rys.7) i $\alpha_s = 1$ (rys.8) przy nieliniowym ($m_2 = 1$), w kierunku podłużnym, rozkładzie naprężeń (σ_x wg (6, 9)) w funkcji γ_s oraz ε i κ wg tabeli 1. Rozkłady naprężeń pokazano jak poprzednio na rys.2.



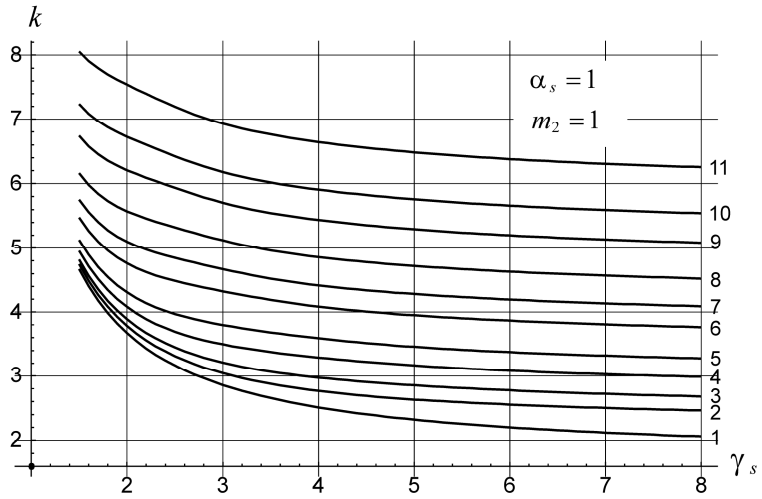
Rys. 6. Wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = 2$ i $m_2 = 1$ oraz ε i κ wg tabeli 1

Fig. 6. The plots of the coefficient k for $\alpha_s = 2$ and $m_2 = 1$, and also ε and κ in acc. with Table 1



Rys. 7. Wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = 10^4$ i $m_2 = 1$ oraz ε i κ wg tabeli 1

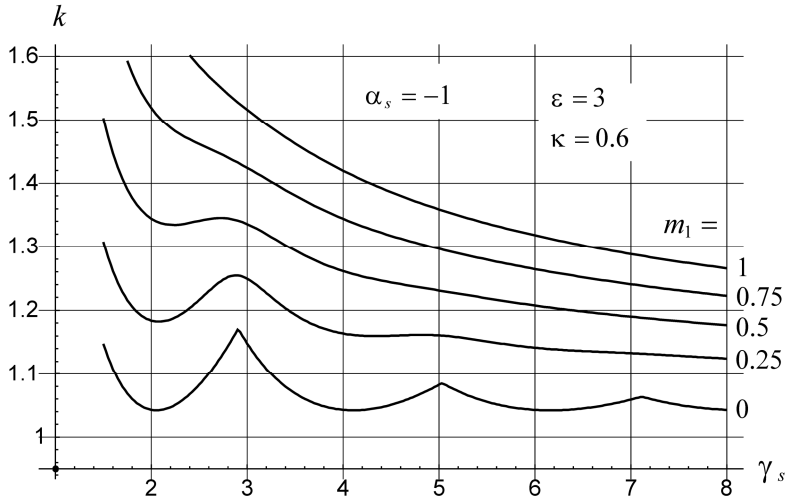
Fig. 7. The plots of the coefficient k for $\alpha_s = 10^4$ and $m_2 = 1$, and also ε and κ in acc. with Table 1



Rys. 8. Wykresy współczynnika k dla $\alpha_s = 1$ i $m_2 = 1$ oraz ε i κ wg tabeli 1

Fig. 8. The plots of the coefficient k for $\alpha_s = 1$ and $m_2 = 1$, and also ε and κ in acc. with Table 1

Na rysunku 9. porównano współczynniki k dla sprężyście zamocowanej (ε=3, κ=0.6) płyty wspornikowej przy α_s= -1 oraz liniowym rozkładzie naprężeń w kierunku podłużnym (σ_x wg (6, 8)) dla m_1 = 0; 0.25; 0.5; 0.75 i 1 w funkcji γ_s. Wraz ze wzrostem wartości parametru m_1 naprężenia krytyczne rosną i zanika girlandowy charakter krzywych charakterystyczny dla m_i = 0.



Rys. 9. Porównanie wykresów współczynnika k dla α_s = -1, sprężyście zamocowanej (ε = 3, κ=0.6) płyty wspornikowej przy liniowym rozkładzie naprężeń dla m_1 = 0; 0.25; 0.5; 0.75 i 1

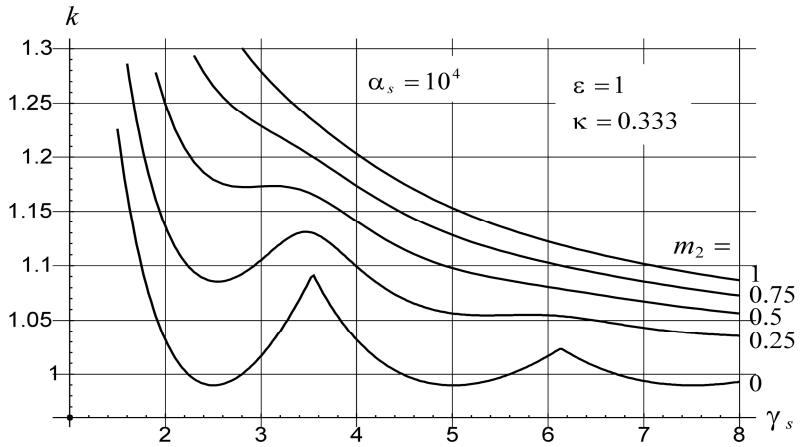
Fig. 9. Comparison of the coefficient k plots for α_s = -1, for the elastically restrained (ε = 3, κ=0.6) cantilever plate, assuming non-linear stress distribution, for m_1 = 0; 0.25; 0.5; 0.75; and 1

Z porównania wykresów pokazanych na rys.9. wynika ponadto, że dla pośrednich wartości parametru m_1 wartość współczynnika k można konserwatywnie oszacować w oparciu o interpolację liniową, np. $k^{m=0.75} \approx (k^{m=1} + k^{m=0.5})/2$; $k^{m=0.5} \approx (k^{m=1} + k^{m=0})/2$ itd.

Z kolei na rys.10. porównano współczynniki k dla sprężyście zamocowanej (ε =1, κ=0.333) płyty wspornikowej przy α_s=10^4 oraz nieliniowym rozkładzie naprężeń w kierunku podłużnym (σ_x wg (6, 9)) dla parametru m_2 = 0; 0.25; 0.5; 0.75 i 1 w funkcji γ_s.

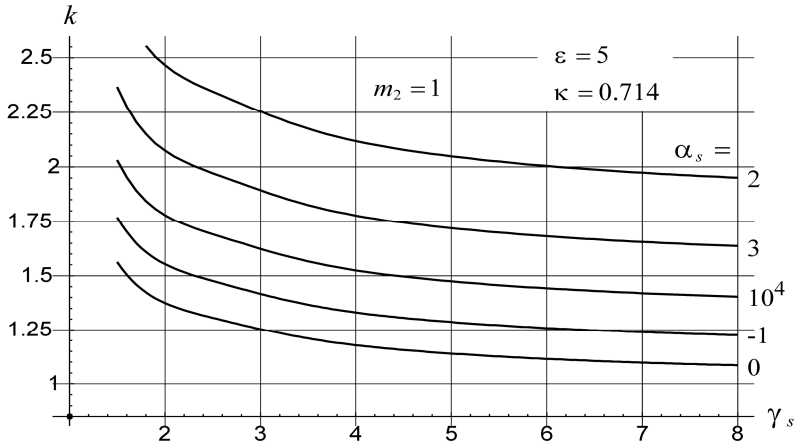
Również w tym przypadku, wraz ze wzrostem parametru m_2 naprężenia krytyczne rosną. Ponadto z analogicznego (jak dla rozkładu liniowego) porównania wykresów wynika, że dla pośrednich wartości parametru m_2 wartość współczynnika k można konserwatywnie oszacować w oparciu o interpolację liniową, chociaż w tym przypadku błędy takiego oszacowania będą większe (ale na korzyść bezpieczeństwa).

W celu umożliwienia oszacowania współczynnika k dla wzdłużnego liniowego lub nieliniowego rozkładu naprężeń i pośrednich wartości parametru m_i z przedziału $0 < m_i < 1$ (np. na podstawie wykresów współczynników k dla m_i=1), w rozdziale 6 niniejszej pracy podano wzory aproksymacyjne współczynnika k dla mimośrodowo ściskanej płyty wspornikowej (α_s wg rys.2.) przy stałym rozkładzie naprężeń na jej długości (m_i =0). Uwaga: dodatkowe wykresy współczynników k dla innych wartości parametrów α_s i m_i zamieszczono w pracy [6].



Rys. 10. Porównanie wykresów współczynnika k dla $\alpha_s = 10^4$, sprężyście zamocowanej ($\varepsilon = 1$, κ=0.33) płyty wspornikowej przy nieliniowym rozkładzie naprężeń, $m_2 = 0$; 0.25; 0.5; 0.75 i 1

Fig. 10. Comparison of the coefficient k plots for $\alpha_s = 10^4$, for the elastically restrained ($\varepsilon = 1$, κ=0.33) cantilever plate, assuming non-linear stress distribution, for $m_2 = 0$; 0.25; 0.5; 0.75; and 1



Rys. 11. Porównanie wykresów współczynnika k dla sprężyście zamocowanej ($\varepsilon = 5$, $\kappa = 0.714$) płyty wspornikowej przy nieliniowym rozkładzie naprężeń ($m_2 = 1$) dla różnych wartości α_s

Fig. 11. Comparison of the coefficient k plots for the elastically restrained ($\varepsilon = 5$, $\kappa = 0.714$) cantilever plate, assuming non-linear stress distribution ($m_2 = 1$) and different values of α_s

Na rysunku 11. porównano współczynniki k dla sprężyście zamocowanej (ε=5, κ=0.714) płyty wspornikowej przy nieliniowym rozkładzie naprężeń w kierunku podłużnym (m_2 =1) oraz różnych (liniowych) rozkładach w kierunku poprzecznym (α_s = 0; -1; 10^4; 3; 2) w funkcji γ_s. W tym przypadku, wraz ze zmniejszaniem się strefy naprężeń ściskających (w stosunku do przypadku α_s=0) naprężenia krytyczne rosną.

6. Przypadek stałego rozkładu naprężeń na długości płyty

W przypadku stałego rozkładu naprężeń (m_i =0) wykresy współczynników wyboczeniowych mają postać krzywych girlandowych (por.rys.9 i rys.10). Dla płyt, których długość jest wielokrotnością l_{cr} wg (4) otrzymuje się $k=k_{\min}$. Stąd dla długich płyt (ścianek przekroju) współczynnik wyboczeniowy szybko dąży do wartości minimalnej ($k_\infty=k_{\min}$). W praktyce projektowej przyjmuje się z reguły wartość minimalną $k_{\min}$ dla danego schematu statycznego i sposobu obciążenia płyty, (np. k = 0.43 dla swobodnie podpartej i równomiernie ściskanej płyty wspornikowej lub k = 4 dla tak samo obciążonej płyty przęsłowej [15]).

W niniejszej pracy na podstawie obliczeń wykonanych programem *Ncr_płyta_sw-spręż-(3).nb*, wyznaczono wartości współczynników $k_{\min}$ (dla m_i =0) i wyprowadzono formuły aproksymacyjne dla przypadków mimośrodowego ściskania (por.rys.2.) w funkcji wskaźnika κ. Wzory wyprowadzono przy założeniu rozbicia ich ważności na dwa przedziały zmienności wskaźnika κ i w takiej formie zamieszczono w tabeli 2. W kolumnie 1 podano wartości parametru α_s wg wzoru (7), (por.rys.2), w kol. 2 – współczynniki k dla przypadku κ=0, w kol. 4 – współczynniki k dla przypadku κ = 0.05, a w kol. 5 wzór aproksymacyjny współczynnika k w funkcji κ w przedziale $0.05\leq \kappa \leq 1$. Natomiast w przedziale $0\leq\kappa\leq 0.05$ można stosować interpolację liniową.

Tabela 2. Współczynniki wyboczeniowe $k_{\min}$ dla α_s wg rys.2. przy m_i = 0

Table 2. Buckling coefficients $k_{\min}$ for α_s according to Fig.2. by m_i = 0

α_s	$\kappa = 0$	$0<\kappa<0.05$	$\kappa = 0.05$	$0.05 < \kappa < 1$
1	2	3	4	5
0	0.425		0.537	$0.49+0.974\kappa-0.822\kappa^2+0.632\kappa^3$
2	0.851		1.069	$0.986+1.727\kappa-1.494\kappa^2+0.914\kappa^3$
10^4	0.567		0.712	$0.652+1.258\kappa-1.051\kappa^2+0.741\kappa^3$
-1	0.486	Interpolacja	0.609	$0.556+1.104\kappa-0.931\kappa^2+0.688\kappa^3$
3	0.681	liniowa	0.856	$0.786+1.46\kappa-1.225\kappa^2+0.811\kappa^3$
1	1.702		2.123	$1.917+4.336\kappa-4.605\kappa^2+4.2\kappa^3$
0.5	0.681		0.856	$0.78+1.59\kappa-1.375\kappa^2+1.111\kappa^3$

Dla porównania, w pierwszym wierszu tabeli 2. podano przypadek równomiernie ściskanej płyty wspornikowej. Uwaga: bardziej rozbudowaną postać wzoru dla α_s =0, ale obowiązującą już w całym przedziale $0\leq \kappa \leq 1$ podano w pracy [8].

7. Oszacowanie współczynnika *k* przy wzdłużnej zmienności naprężeń dla $\gamma_s = 8 \div 50$

Na rysunkach 3 do 11 pokazano wykresy współczynników k w przedziale $\gamma_s = 1.5 \div 8$. Na podstawie obliczeń wykonanych programem *Ncr_płyta_sw-spręż-(3).nb* oraz testów wykonanych wzorami aproksymacyjnymi wyprowadzonymi w pracy [8] dla $\alpha_s = 0$ stwierdzono, że w przedziale $\gamma_s = 8 \div 50$ współczynnik k_γ można oszacować z następującej formuły przybliżonej:

$$k_\gamma = k_{\min} + \frac{(k_8 - k_{\min})}{1764}\left(\gamma_s^2 - 100\gamma_s + 2500\right) \tag{15}$$

gdzie: $k_{\min}$ – współczynnik obliczony dla danego schematu obciążenia i wartości wskaźnika κ wg tabeli 2, k_8 - współczynnik dla $\gamma_s = 8$ odczytany z odpowiedniego wykresu (rys. 3 do 11 lub z wykresów zamieszczonych w pracy [6]).

Maksymalne różnice współczynnika k_γ oszacowanego wg wzoru (15) w stosunku do wartości wyznaczonych w/w programem nie przekroczyły +2.5% w przedziale $10<\gamma_s<20$ oraz -5% w przedziale $40<\gamma_s<50$. Oczywiście przy założeniu możliwie dokładnego odczytania wartości k_8 z odpowiedniego wykresu.

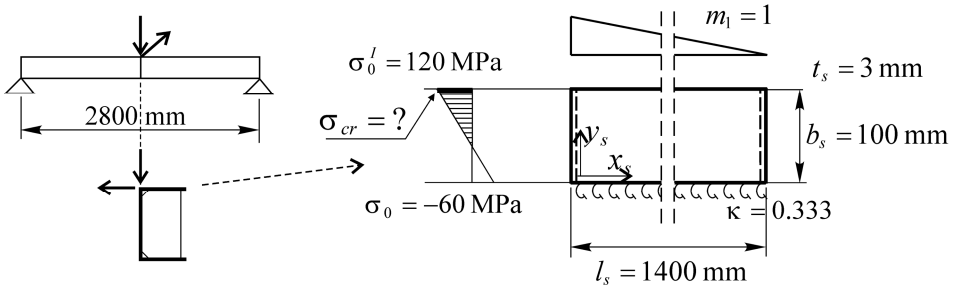
W przypadku płyt długich $\gamma_s > 50$ wpływ wzdłużnej zmienności naprężeń na wartość współczynnika k jest niewielki (poniżej 5%) i z technicznego punktu widzenia można w tym przedziale przyjmować $k=k_{\min}$ wg tabeli 2.

8. Przykład obliczeniowy

Zastosowanie pokazanych w pracy wykresów oraz wyprowadzonych wzorów aproksymacyjnych (tabela 2, wzór (15)) pokazano na przykładzie.

Przykład. Dana jest płyta wspornikowa (ścianka przekroju cienkościennego) o wymiarach i rozkładzie naprężeń wg rys.12. Wyznaczyć naprężenie krytyczne przy liniowym, na długości płyty, rozkładzie naprężeń dla $m_1=1$.
Dane: $\kappa=0.333$; $\gamma_s=1400/100 = 14$; $E = 210$ GPa; $\nu = 0.3$;

Naprężenia Eulera dla płyty [15]: $\sigma_E = 190000*(3/100)^2 = 171$ MPa,
współczynnik poprzecznego rozkładu naprężeń: $\alpha_s = 1 - (120/(-60)) = 3$.
Ponieważ dla $\gamma_s=14$ nie dysponujemy wykresem współczynnika k, stad do jego oszacowania wykorzystamy formułę (15), (oczywiście wartość „ścisłą” k możemy wyznaczyć programem *Ncr_płyta_sw-spręż-(3).nb*, przy zwiększeniu wartości parametru i_o).



Rys. 12. Schemat statyczny ścianki (płyty)

Fig. 12. The static scheme of the thin-wall (plate)

Z tabeli 2. dla α_s=3 i κ=0.333 obliczono współczynnik:
$k_{\min}$= 0.786+1.46∗0.333–1.225∗0.333^2+0.811∗0.333^3=1.17 ;
Następnie z rys.3. (α_s = 3, krzywa 5, por. tabela 1.) dla γ_s=8 odczytano $k_8 \approx 1.4$;
stąd ze wzoru (15) otrzymano:
k_{14}=1.17+(1.4–1.17)∗(14^2–100∗14+2500)/1764≈**1.34** (wartość „ścisła" wyznaczona programem dla i_o=20 wyniosła k = 1.35).
Dla porównania, współczynnik wyboczeniowy wyznaczony wg normy [15] (tabl. 4.2, ψ = –0.5) przy pominięciu warunków sprężystego zamocowania oraz wzdłużnej zmienności naprężeń wyniósł k^{EC3}=0.69;
Krawędziowe naprężenie krytyczne wyniosło: σ_{cr}=1.34∗171=229 MPa i jest większe od naprężenia wyznaczonego wg [15]: σ_{cr}=0.69∗171=118 MPa o 94%.

9. Podsumowanie

Uwzględnienie sprężystego zamocowania krawędzi płyty (ścianki) wspornikowej w segmencie pręta cienkościennego oraz poprzecznej i wzdłużnej zmienności naprężeń prowadzi do precyzyjniejszego wyznaczenia naprężeń krytycznych wyboczenia lokalnego. Poprawia to dokładność odwzorowania zachowania się elementu cienkościennego w inżynierskim modelu obliczeniowym, co jest naturalnym kierunkiem rozwoju współczesnych metod projektowania. Pozwala to także na lepszą ocenę dokrytycznego zakresu pracy przekroju cienkościennego [7], w którym ważna jest teoria Własowa [10], oraz dokładniejsze wyznaczenie szerokości współpracujących różnie obciążonych ścianek wspornikowych.

Funkcja ugięcia postaci szeregu wielomianowo – sinusowego (5) umożliwia aproksymację postaci wyboczenia mimośrodowo ściskanej płyty wspornikowej przy wzdłużnej zmienności naprężeń oraz modelowanie warunków brzegowych jej sprężystego zamocowania przeciw obrotowi.

W przypadku wzdłużnej zmienności naprężeń (m_i >0) wykresy współczynnika k nie maja charakteru krzywych girlandowych i ich zbieżność do $k_{\min}$ jest znacznie wolniejsza niż w przypadku m_i =0, co może być wykorzystane

w modelu obliczeniowym. Ze wzrostem wartości współczynnika ε wg wzoru (1) oraz wskaźnika κ wg wzoru (2) oraz wzrostem wartości parametru m_i wg (10) rosną współczynniki naprężeń krytycznych płyt (ścianek) wspornikowych. Mniejsze współczynniki k przy tych samych wartościach parametrów κ, α_s, m_i oraz γ_s uzyskano dla nieliniowego rozkładu naprężeń (np. por.rys.3. krzywa 8 z rys.11. dla α_s=3).

Wyprowadzone w pracy wzory aproksymacyjne zamieszczone w tabeli 2 oraz wykresy współczynników k dla m_i =1 umożliwiają oszacowanie naprężeń krytycznych dla wartości pośrednich $0<m_i<1$ na podstawie interpolacji liniowej. Uzyskane w ten sposób wartości są mniejsze od wyliczonych programem *Ncr_płyta_sw-sprę-(3).nb.* W przypadku płyt długich (ścianek nie użebrowanych elementów cienkościennych) współczynnik k można oszacować ze wzoru (15). Ze znaczącym wzrostem długości płyty (np. γ_s>50) maleje wpływ wzdłużnej zmienności naprężeń. W takim przypadku współczynnik k można oszacować wg tabeli 2 w zależności od poprzecznego rozkładu naprężeń.

Literatura

[1] Bulson P.S. The Stability of Flat Plates. Chatto and Windus. London 1970.

[2] Jakubowski S. Macierzowa analiza stateczności i drgań własnych ścian dźwigarów cienkościennych. Archiwum Budowy Maszyn (1986), Tom XXXIII, Z.4, 357-375.

[3] Li L-y., Chen J-k. An analytical model for analyzing distortional buckling of cold-formed steel sections. Thin-Walled Structures 46 (2008) 1430–1436.

[4] Rykaluk K. Pozostające naprężenia spawalnicze w wybranych stanach granicznych nośności. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, 29, seria: Monografie 11, Wrocław 1981.

[5] Szychowski A. The stability of eccentrically compressed thin plates with a longitudinal free edge and with stress variation in the longitudinal direction. Thin-Walled Structures 2008, 46(5): 494-505.

[6] Szychowski A. Lokalne wyboczenie ścianki wspornikowej elementu cienkościennego przy wzdłużnej i poprzecznej zmienności naprężeń", Materiały 59 Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Lublin - Krynica 2013 (wysłano do czasopisma Budownictwo i Architektura).

[7] Szychowski A. A theoretical analysis of the local buckling in thin-walled bars with open cross-section subjected to warping torsion, Thin-Walled Structures 76 (2014) 42-55.

[8] Szychowski A. Stability of cantilever walls of steel thin-walled bars with open cross-section. Thin-Walled Structures 94 (2015): 348-358.

[9] Timoshenko S.P., Gere J.M. Theory of Elastic Stability. Part II. McGraw-Hill, New York, N.Y. 1961.

[10] Vlasow V.Z. Thin-Walled Elastic Beams. Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, 1961.

[11] Wolfram S. Mathematica. Cambridge University Press.

[12] Yu C., Schafer BW. Effect of longitudinal stress gradients on elastic buckling of thin plates. J Eng Mech ASCE 2007;133(4);452-63.

[13] PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[14] PN-EN 1993-1-3. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.

[15] PN-EN 1993-1-5. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice.

STABILITY OF ECCENTRICALLY COMPRESSED CANTILEVER WALL OF A THIN-WALLED MEMBER

S u m m a r y

The paper presents the results of investigations into the stability of eccentrically compressed cantilever walls constituting components of thin-walled members. The characteristics of such walls include high slenderness and susceptibility to local stability loss. To solve the problem, a model of a thin cantilever plate was used. The deflection function was written in the form of the polynomial–sine series. The conditions of elastic restraint against rotation and different stress distributions (in accordance with a constant function, linear function and the parabola 2^0) over the length of the member were accounted for. The critical stress was referred to the edge that was most compressed for a given load case. The buckling coefficients k were determined using the energy method. The plots of the coefficient k were presented for those load schemes that were not found in the literature. Approximation formulas for the coefficient k were derived for stress distribution that was constant over the plate length. In the formulas, different cases of eccentric compression were accounted for in the form of a function of the elastic fixity index. The means of estimating the coefficient k for intermediate parameter values were discussed. Also, a simple approximation formula for long cantilever plates was presented. The use of approximation formulas was demonstrated on the computational example. It was concluded that taking into account the elastic restraint of the edge of the cantilever wall (plate) in the thin-walled bar segment, and also the transverse and longitudinal stress variation gives more precise determination of the critical stress in local buckling. That contributes to improvement in the representation of the thin-walled element behaviour in the computational engineering model. The critical stress determined in the way described in the study can also help to more accurately determine of effective widths of cantilever walls which are under different loads.

Keywords: thin-walled bars, open section, cantilever plates, elastic restraint, longitudinal stress variation

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.167

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 459-474

Krzysztof WILK[1]

EFFECTIVE SOIL STRENGTH PARAMETERS AND LOAD CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS ACCORDING TO VARIOUS POLISH DESIGN CODES

Standard PN-EN-1997-1 (Eurocode 7 - introduced in 2010) requires the determination of bearing capacity of the subsoil on the basis of the effective values of geotechnical parameters. The total soil parameters can be used only to determine the bearing capacity in the so called "undrained conditions", in transitional situation (with a fast the increase of load and slow the outflow of water). The problem with correct qualification of effective parameter values is the obstacle to the widespread use of the new code. This especially concern a smaller structures, for which advanced researches of substrate is uneconomical. The paper presents the change in the approach to the design of shallow foundations and application for that purpose an effective values of the parameters in the Polish codes over time.

Keywords: polish norm, bearing capacity, drained conditions, effective values of geotechnical strength parameters

1. Introduction

The new norm PN-EN 1997-1 [1] was introduced in Poland in 2010. It changed the approach to designing shallow foundations. The changes included not only the calculation procedure, but above all a clear separation of the foundation's working conditions, and thus also its permissible load capacity. The separation of load-transfer situations to the "undrained" and "drained" conditions clearly indicated the need to determine the bearing capacity of ground based on the parameters, which were determined in similar research assumptions.

The approach was described as "innovative" in relation to the assumptions of the previous standard PN-81/B-03020 [4]. At this point, it should be reminded,

[1] Corresponding author: Krzysztof Wilk, Rzeszow University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Department of Geodesy and Geotechnics, address: ul. Poznanska 2, 35-959 Rzeszow, Poland, phone number: +48 17 865 10 06, e-mail: kwilk@prz.edu.pl.

that the earlier obligatory codes drew attention to the dependence of a kind of used soil parameters from a loading conditions of the ground.

Using of effective parameters allow to design foundations more sparingly. Therefore it is a very rational approach, especially in terms of the economics investment. Besides this reduces the interference into the natural environment due to smaller foundation size.

Paradoxically, the requirement of using effective parameters is also an important issue in the widespread use of the new code [1]. It is associated with considerable costs, which the investor must bear in order to design them. those costs often exceed possible savings even for a medium-sized investment. It should be mentioned that the cost of a professionally made laboratory determination of soil parameters that is not only the cost of a single test. Depending on the complexity of the substrate, types of soils that build them, and also due to the need to ensure an adequate representativeness of the samples and to eliminate possible research errors more tests should be carried out properly. Taking samples of material with intact structure for the strength tests may be often problematic.

All listed circumstances make that costs of determining the effective parameters of soils, often significantly outweigh the value of the materials and earthworks which are the results of the foundation "oversizing".

2. The strength parameters of soil determined in an indirect way

It can not be disputed that carrying out on adequate research is the best way to determine the strength parameters. However, this procedure can generate costs which exceed the possible savings, in many simple cases of building foundations. The same standard Eurocode 7 [1] does not preclude designation of the soil quantity described in an indirect way. The determination of an appropriate correlation relating to the effective strength parameters is the main problem.

The dependencies which allow to indirectly determine soil's value strength parameters were included in the previous Polish standards. The adoption of their values is possible based on correlations with other (usually physical) parameters describing the ground. It should be noted that the indirect characterization of the substrate, even though by definition "less" accurate, was verified very well in practice. Any failures (connected with the direct foundation of buildings) were not caused by previously described methodology of determining mechanical properties of soil.

In case of non-cohesive soils, groundwater can relatively quickly drain from the samples during testing in triaxial apparatus. It is possible, because these soils have pore of large size. It is therefore concluded that effective parameters will be identical to the total values proposed in the previous codes [4].

As to cohesive soils, similar reasoning is not justified. So the relations given in PN-81/B-03020 [4] (Fig.1, Fig. 2) should not be used as referring the effective values of the parameters. What's more, other available literature does not contain enough practically confirmed knowledge, allowing to indirect determination of effective soil parameters.

Currently, most of the geotechnical documentation made for investments, classified as 1 and 2 geotechnical category, includes soil's strength parameters determined indirectly based on the correlations given in PN-81/B-03020 (Fig. 1, Fig. 2). Recommendation to determine a bearing capacity of foundations based on standard PN-EN 1997-1 [1] have been written in the same elaborations. These records are in clear contradiction.

However, it is common for engineers to use total parameters to determine the bearing capacity of subsoil. They are treated as effective values in calculations - even for soils with finer grain size.

Paradoxically, such approach usually leads to an overestimation of the necessary dimensions of shallow foundations. The calculated bearing capacity is then lower than in the application of the procedures given in the PN-81/B-03020 [4]. This situation negates the idea of usage the effective values of the soil parameters.

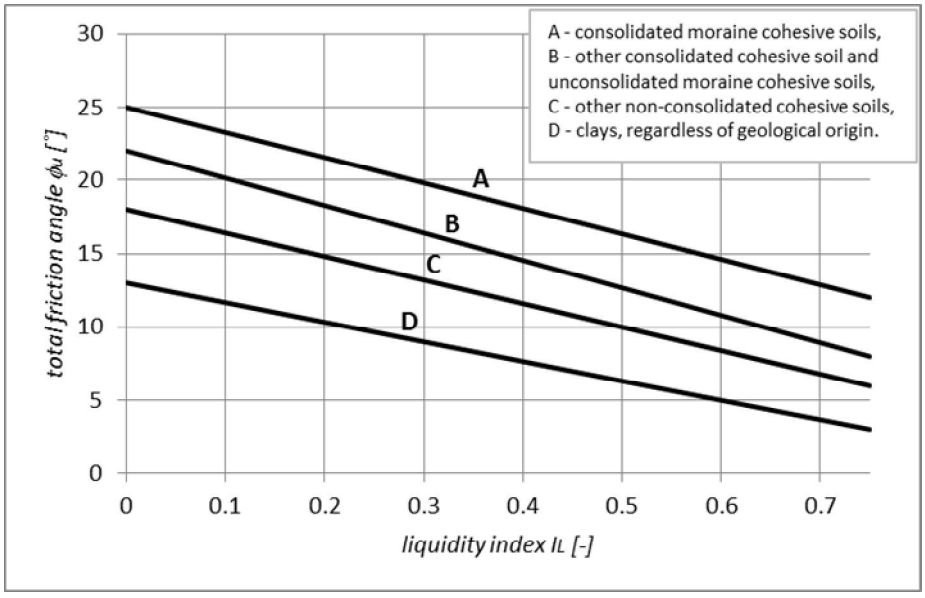


Fig. 1. Nomogram for depending the total value of the friction angle on the liquidity index according to PN-81/B-03020 [4]

Rys. 1. Nomogram do określenia całkowitej wartości kąta tarcia wewnętrznego w zależności od stopnia plastyczności według PN-81/B-03020 [4]

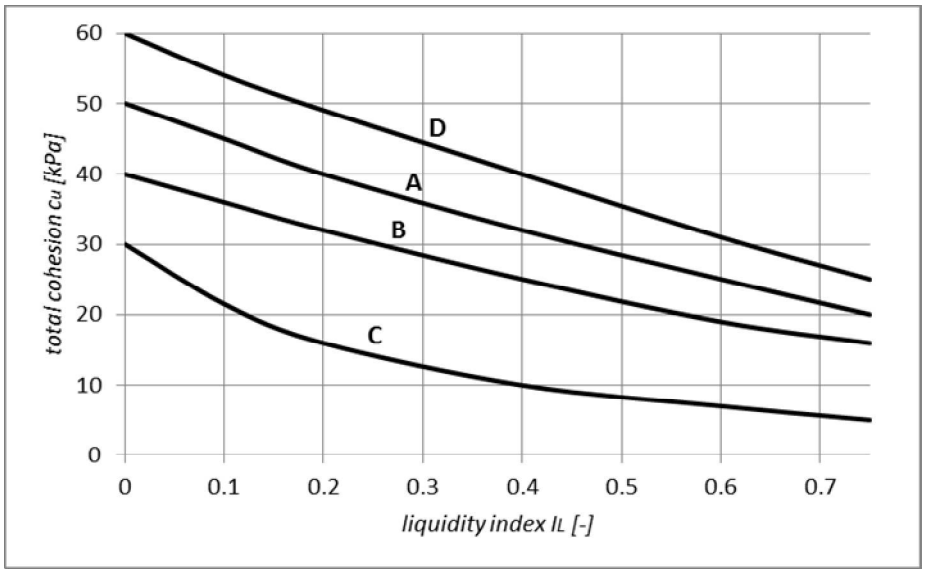


Fig. 2. Nomogram for depending the total value of the cohesion on the liquidity index according to PN-81/B-03020 [4]

Rys. 2. Nomogram do określenia całkowitej wartości kohezji w zależności od stopnia plastyczności według PN-81/B-03020 [4]

2.1. The parameters according to the standards before 2010.

"Return" to the standards from 1959 and 1974 can be one of the alternatives to the current "reality" of designing shallow foundation in cohesive ground. These codes, although forgotten now, indicated that to determine the bearing capacity of the ground strength parameter values adequate to ground load conditions should be used. They also proposed acceptable rules of their indirect selection.

The code PN-74/B-03020 [3] adopted variations of effective values only for friction angle of soil (Fig. 3), with unchanged cohesive values.

Polish norm PN-59/B-03020 presented a slightly different approach. There was acknowledged the values established for "slowly" loading as primary parameters of soil (Fig. 4, Fig. 5). Apart from them, the friction angle values relating to the "fast" loading were also placed. The characteristics of soil's strength was connected with the cohesion of the soil (as in the standards of 1981. and 1974.), not with the geological origins of ground.

Besides the effective strength parameters, Wiłun [6] also gives both parameters for "undrained" conditions. He suggests the use of cohesion value for the "undrained" conditions about 20% higher than for the "drained" conditions. Already, such subscriptions do not have in the book of the 2000 edition [7].

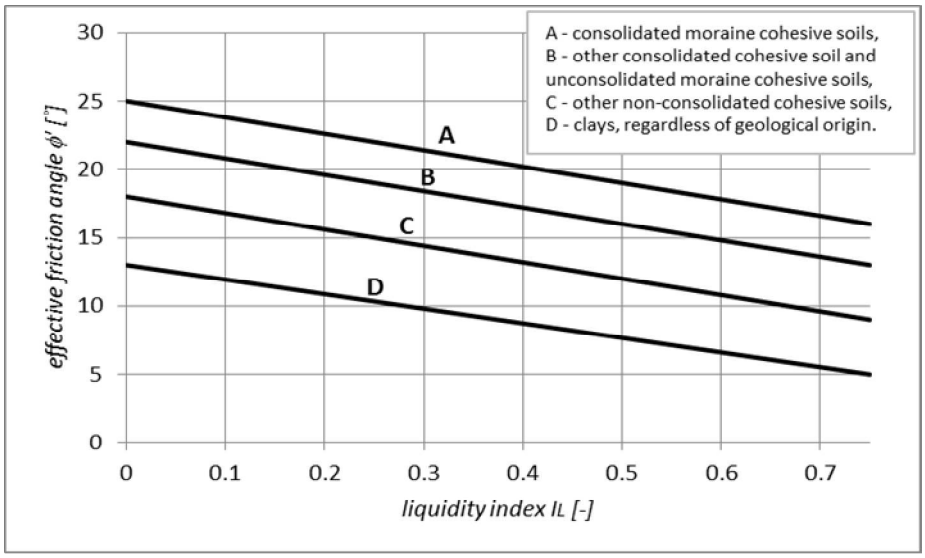


Fig. 3. Nomogram for depending the effective value of the friction angle on the liquidity index according to PN-74/B-03020 [3]

Rys. 3. Nomogram do określenia efektywnej wartości kąta tarcia wewnętrznego w zależności od stopnia plastyczności według PN-74/B-03020 [3]

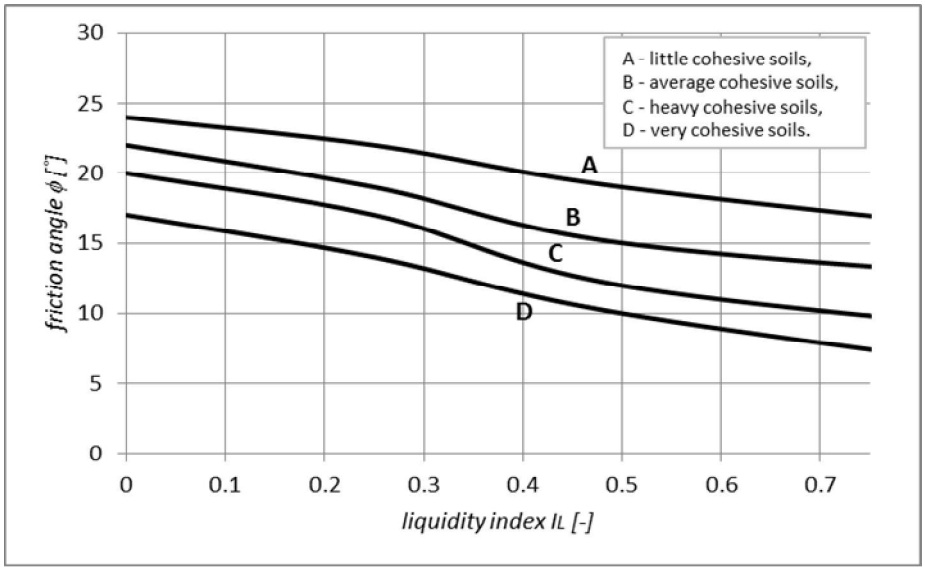


Fig. 4. Nomogram for depending the value of the friction angle (for "slowly" loading) on the liquidity index according to PN-59/B-03020 [2]

Rys. 4. Nomogram do określenia wartości kąta tarcia wewnętrznego (przy „powolnym" obciążeniu) w zależności od stopnia plastyczności według PN-59/B-03020 [2]

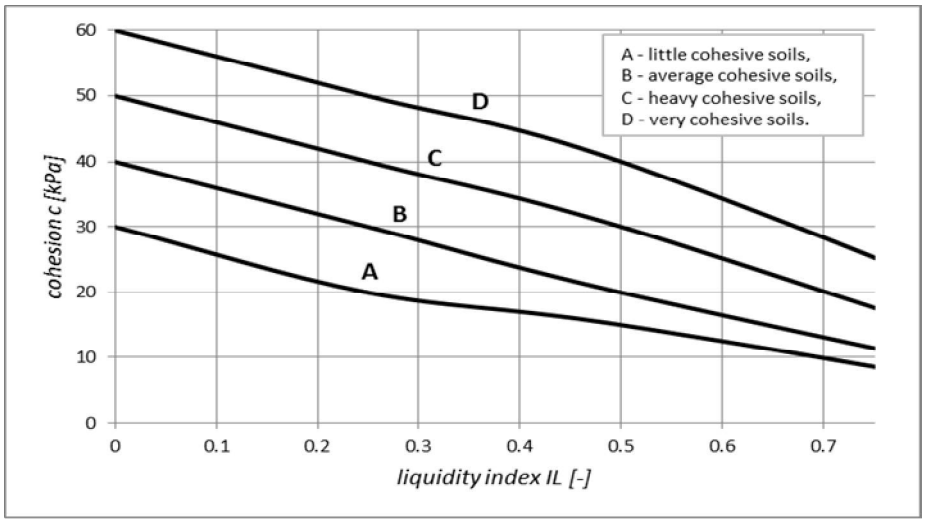


Fig. 5. Nomogram for depending the value of the cohesion (for "slowly" loading) on the liquidity index according to PN-59/B-03020 [2]

Rys. 5. Nomogram do określenia wartości kohezji (przy „powolnym" obciążeniu) w zależności od stopnia plastyczności według PN-59/B-03020 [2]

2.2. The dependence of the parameters on pore water pressure

The real value and the same the relationship (difference) between the total and effective values of strength parameters of cohesive soils is very difficult to determine. It will depend on the increase of water pressure in the pores of the soil material during the test in triaxial apparatus. Many factors will have influence on aforementioned the increase of water pressure. These will be: grain-size and permeability properties of the soil ground material, water content in soil pores, the degree of consolidation and the triaxial test parameters (in particular the value of sample's radial loading and velocity of the increase of axial force).

Multitude of these factors cause that determination of universal relationship between the values of effective strength parameters and other properties of the soil medium is very difficult.

The author has attempted to identify effective strength parameters in relation to the parameters and dependencies specified in PN-81/B-03020 [4] using the inverse analysis [5]. It was adopted that the increase of water pressure in soil pores during hypothetical triaxial tests is constant and proportional to the sample loading (Fig. 6, Fig. 7, Fig. 8, Fig. 9).

In connection with the friction angle, there was observed the increase of this value parameter with water pressure increase. In turn for cohesion, the significant decrease this value was observed for increasing participation of water pressure in soil pores [5].

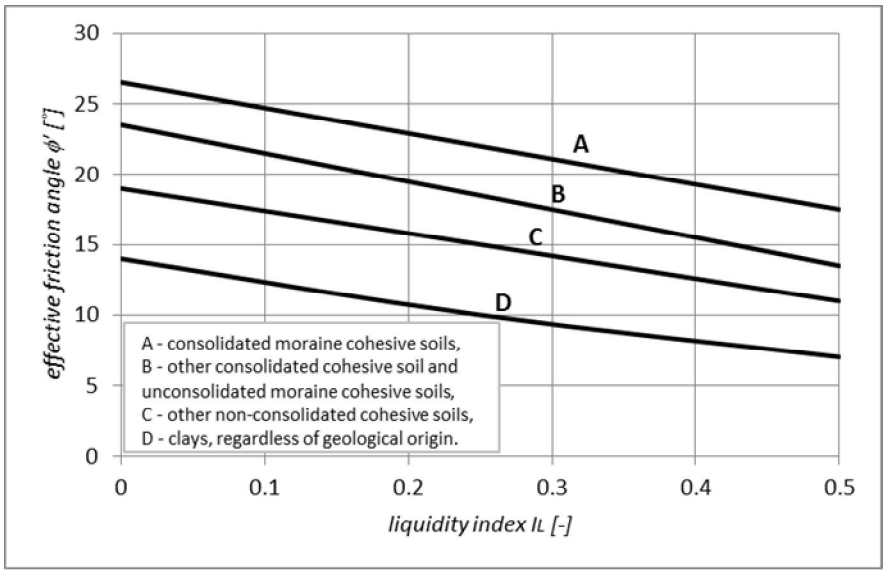


Fig. 6. Nomogram for depending the effective value of the friction angle on the liquidity index calculating for pore pressure 20%

Rys. 6. Nomogram do określenia efektywnej wartości kąta tarcia wewnętrznego w zależności od stopnia plastyczności obliczane przy ciśnieniu w porach 20%

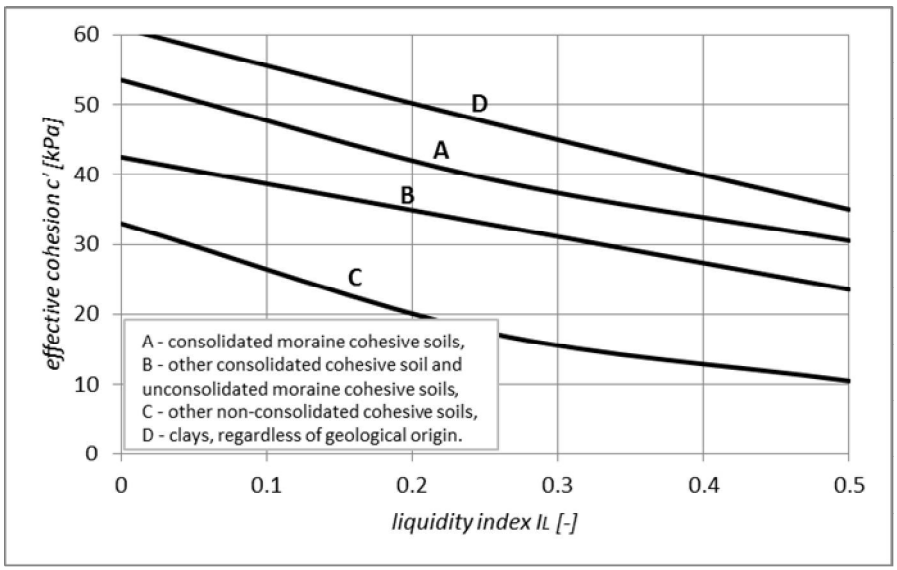


Fig. 7. Nomogram for depending the effective value of the cohesion on the liquidity index calculating for pore pressure 20%

Rys. 7. Nomogram do określenia efektywnej wartości kohezji w zależności od stopnia plastyczności obliczane przy ciśnieniu w porach 20%

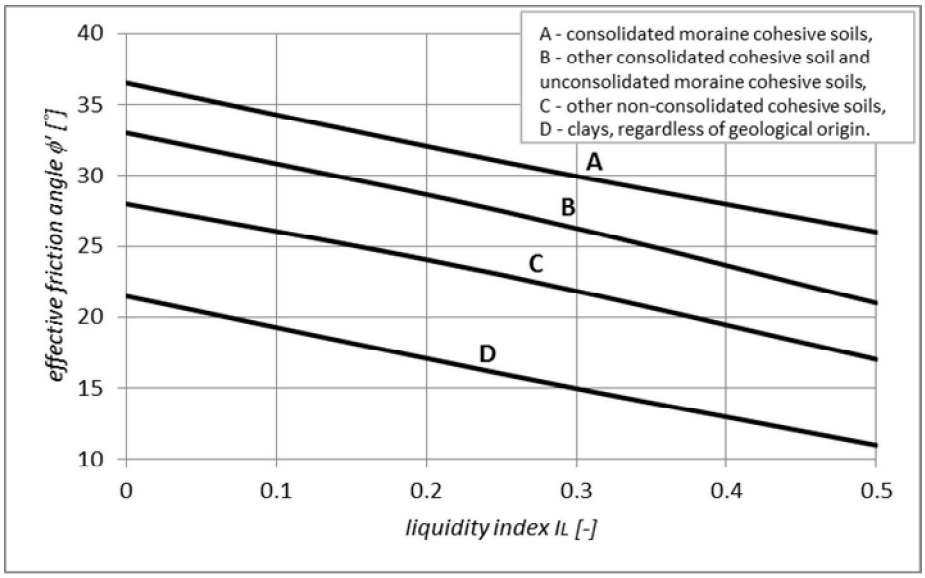


Fig. 8. Nomogram for depending the effective value of the friction angle on the liquidity index calculating for pore pressure 50%

Rys. 8. Nomogram do określenia efektywnej wartości kąta tarcia wewnętrznego w zależności od stopnia plastyczności obliczane przy ciśnieniu w porach 50%

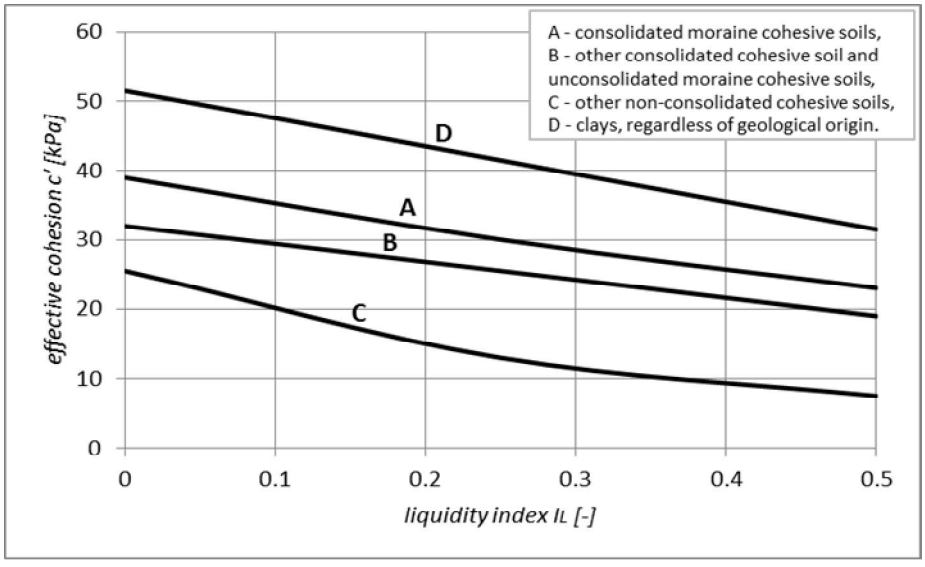


Fig. 9. Nomogram for depending the effective value of the cohesion on the liquidity index calculating for pore pressure 50%

Rys. 9. Nomogram do określenia efektywnej wartości kohezji w zależności od stopnia plastyczności obliczane przy ciśnieniu w porach 50%

3. Bearing capacity for different codes

The calculation methods used in cited earlier standards will be presented shortly below. It is important for visualization and justification of the results of the analyzes presented later in this paper. Since 1974. shallow foundations have been designed based on the limit states method: ultimate limit state and serviceability limit state. Ultimate limit state should be checked with the appropriate partial factors that increase the safety factor of the structure.

The formula used to determine the bearing capacity by PN-EN 1997-1 [1] in "drained" conditions is describe as (1):

$$R_k = B'*L'*\left[c'*N_c*b_c*s_c*i_c + q'*N_q*b_q*s_q*i_q + 0{,}5*\gamma'*B'*N_\gamma*b_\gamma*s_\gamma*i_\gamma\right] \quad (1)$$

It will be simplified to the form (2) for situation with only vertical load on the foundation and for horizontally basis of foundation:

$$R_k = B'*L'*\left[c'*N_c*s_c + q'*N_q*s_q + 0{,}5*\gamma'*B'*N_\gamma*s_\gamma\right] \quad (2)$$

According to the previous standard PN-81/B-03020 [4], bearing capacity was determined by the following formula (3):

$$Q_{fNB} = \overline{B}*\overline{L}*\left[(1+0{,}3\frac{\overline{B}}{\overline{L}})*c_u^{(r)}*N_c*i_c + \ldots\right]$$

$$\left[\ldots + (1+1{,}5\frac{\overline{B}}{\overline{L}})*\rho_D^{(r)}*g*D_{\min}*N_D*i_D + (1-0{,}25\frac{\overline{B}}{\overline{L}})*\rho_B^{(r)}*g*\overline{B}*N_B*i_B\right] \quad (3)$$

Previously used standard PN-74/B-03020 [3] gave the following form of formula to defined the bearing capacity of the substrate (4):

$$Q_f = B*L*\left[(1+0{,}3\frac{B}{L})*c^{(r)}*N_c + \gamma_D^{(r)}*D_{\min}*N_D + (1-0{,}2\frac{B}{L})*\gamma_B^{(r)}*B*N_B\right] \quad (4)$$

The code PN-59/B-03020 [2] used different computing approach to determine the bearing capacity - the method of allowable stresses. In this case yield strength was determined according to the equation (5):

$$\sigma_{gr} = c*N_c + \frac{\gamma_o*h_f*N_h}{10} + \frac{\gamma'_o*b*N_b}{10} \quad (5)$$

Based on the formula (5), the limit load value transferred by the substrate is (6):

$$Q_{gr} = a * b * \left(c * N_c + \frac{\gamma_o * h_f * N_h}{10} + \frac{\gamma'_o * b * N_b}{10} \right) \tag{6}$$

Notations used in the presented formulas (1, 2, 3, 4, 5, 6) are compatible with the standards which they concern.

4. Analysis of bearing capacity with diverse methodology of calculation and way of selection of soil parameters

Table 1. The characteristic of bearing capacity of the ground under the footing foundation, for 1x1 m dimensions according to different standards [kN]

Tabela 1. Charakterystyczna nośność gruntu pod stopą fundamentową o wymiarach 1x1 m według różnych norm [kN]

Liquidity Index I_L, Consistency Index I_C	Symbol of soil / Base of calculation	A	B	C	D
	$I_L = 0,5$, $I_C = 0,5$				
	PN-EN 1997-1*) [1]	580,8	359,2	147,9	337,1
	PN-81/B-03020 [4]	667,4	433,9	213,3	396,6
	PN-74/B-03020 [3]	633,9	430,8	161,1	374,8
	PN-59/B-03020 [2]	344,3	310,2	349,7	387,1
	$I_L = 0,25$, $I_C = 0,75$				
	PN-EN 1997-1*) [1]	989,7	672,7	305,8	539,3
	PN-81/B-03020 [4]	1077,1	760,5	388,7	606,8
	PN-74/B-03020 [3]	979,6	679,2	302,3	551,6
	PN-59/B-03020 [2]	606,3	558,7	535,4	599,9
	$I_L = 0,0$, $I_C = 1,0$				
	PN-EN 1997-1*) [1]	1885,6	1219,0	700,1	866,6
	PN-81/B-03020 [4]	1930,6	1300,0	789,5	934,1
	PN-74/B-03020 [3]	1614,1	1067,4	632,8	836,5
	PN-59/B-03020 [2]	899,2	873,1	829,2	853,0

*) bearing capacity based on the total value of soil parameters adopted on the basis of the standard PN-81/B-03020 [4]

The appropriate calculations were made to compare the effectiveness of different approaches to determine the bearing capacity under shallow foundations in a permanent "drained" situation. Their results were put together in the following tables. In each case, calculations were made for the same substrate conditions and load transfer, but other mechanical properties of the substrate. Calculations were executed for foundations situated at the depth of 1.0 m, the width of 1.0 m and the length in two variants ie. 1.0 m (footing foundation) and 10.0 m (continuous footing). In each case the volume weight of soil was taken equal to 20 kN/m^3. There was also assumed the easiest way to load ie. the action of vertical force only with gravity located in the center of the foundation base.

Table 2. The characteristic of bearing capacity of the ground under the continuous footing, for 1x10 m dimensions according to different standards [kN]

Tabela 2. Charakterystyczna nośność gruntu pod ławą fundamentową o wymiarach 1x10 m według różnych norm [kN]

Liquidity Index I_L, Consistency Index I_C	Symbol of soil / Base of calculation	A	B	C	D
	$I_L = 0{,}5$, $I_C = 0{,}5$				
	PN-EN 1997-1*) [1]	4553,1	2893,5	1240,3	2805,6
	PN-81/B-03020 [4]	4592,4	2947,1	1294,0	2861,7
	PN-74/B-03020 [3]	5349,1	3643,2	1421,4	3057,9
	PN-59/B-03020 [2]	3443,0	3101,7	3497,4	3871,2
	$I_L = 0{,}25$, $I_C = 0{,}75$				
	PN-EN 1997-1*) [1]	7547,6	5234,3	2467,2	4370,9
	PN-81/B-03020 [4]	7538,6	5265,2	2521,1	4428,2
	PN-74/B-03020 [3]	8229,5	5707,9	2599,9	4486,3
	PN-59/B-03020 [2]	6062,7	5587,4	5354,2	5998,9
	$I_L = 0{,}0$, $I_C = 1{,}0$				
	PN-EN 1997-1*) [1]	13940,0	9200,7	5433,5	6844,3
	PN-81/B-03020 [4]	13782,3	9157,6	5460,6	6888,2
	PN-74/B-03020 [3]	13465,8	8925,1	5303,9	6790,7
	PN-59/B-03020 [2]	8992,0	8730,8	8292,3	8530,3

*) bearing capacity based on the total value of soil parameters adopted on the basis of the standard PN-81/B-03020 [4]

Simulations were carried out without partial safety factors. Their values can lead to misinterpretation because they are different for the different

computational approaches. Their importance may be decisive depending on the specific normative recommendations, as well as the analysis of different load cases in different soil conditions. However, their primary task is to increase building safety. They do not influence the "real" bearing capacity of the ground.

4.1. Bearing capacity according to different codes

Characteristic values of bearing capacity were compared because the rules for determining the safety margin in particular codes are different.

Table 3. The characteristic of bearing capacity of the ground under the footing, for 1x1 m dimensions, calculated according to PN-EN 1997-1 [1] for, with the assumption of different values of the soil parameters [kN]

Tabela 3. Charakterystyczna nośność gruntu pod stopą fundamentową o wymiarach 1x1 m, obliczana według PN-EN 1997-1 [1] z uwzględnieniem różnych wartości parametrów gruntu [kN]

Liquidity Index I_L, Consistency Index I_C	Symbol of soil / Basis of parameters selection	A	B	C	D
	$I_L = 0{,}5$, $I_C = 0{,}5$				
	PN-81/B-03020 [4]	580,8	359,2	147,9	337,1
	mod. (u=20%σ)**)	681,4	407,7	189,5	359,5
	mod. (u=50%σ)**)	1172,0	650,6	266,3	430,1
	PN-74/B-03020 [3]	710,8	471,5	175,3	371,4
	PN-59/B-03020 [2]	443,5	405,9	468,1	492,8
	$I_L = 0{,}25$, $I_C = 0{,}75$				
	PN-81/B-03020 [4]	989,7	672,7	305,8	539,3
	mod. (u=20%σ)**)	1206,9	785,2	369,0	573,6
	mod. (u=50%σ)**)	2300,9	1450,6	624,7	779,6
	PN-74/B-03020 [3]	1122,4	759,3	332,0	557,5
	PN-59/B-03020 [2]	815,6	759,3	736,3	790,5
	$I_L = 0{,}0$, $I_C = 1{,}0$				
	PN-81/B-03020 [4]	1885,6	1219,0	700,1	866,6
	mod. (u=20%σ)**)	2275,5	1453,5	817,5	942,9
	mod. (u=50%σ)**)	5019,7	2970,9	1524,1	1436,4
	PN-74/B-03020 [3]	1885,6	1219,0	700,1	866,6
	PN-59/B-03020 [2]	1241,7	1219,0	1166,7	1153,6

**) effective parameters defined using retrospective analysis, based on the total values of soil parameters from PN-81/B-03020 [4], assuming a pore water pressure at the level of 20% or 50% stress loading the soil sample tested in the triaxial apparatus

The calculations were carried out for soil parameters in a permanent design situation ("drained" conditions), which are suggested for use by each standard, except the standard Eurocode 7 [1]. Unfortunately, such correlations do not contain actually norm PN-EN 1997-1 [1]. However, previous standard PN-81/B-03020 [4] requires conducting these calculations based on the total parameters values.

Table 4. The characteristic of bearing capacity of the ground under the continuous footing, for 1x10 m dimensions, calculated according to PN-EN 1997-1 [1] for, with the assumption of different values of the soil parameters [kN]

Tabela 4. Charakterystyczna nośność gruntu pod ławą fundamentową o wymiarach 1x10 m, obliczana według PN-EN 1997-1 [1] z uwzględnieniem różnych wartości parametrów gruntu [kN]

Liquidity Index I_L, Consistency Index I_C	Symbol of soil / Basis of parameters selection	A	B	C	D
	$I_L = 0{,}5$, $I_C = 0{,}5$				
	PN-81/B-03020 [4]	4553,1	2893,5	1240,3	2805,6
	mod. (u=20%σ)**)	5300,2	3260,7	1568,6	2971,9
	mod. (u=50%σ)**)	8865,4	5047,2	2165,7	3472,1
	PN-74/B-03020 [3]	5500,3	3726,9	1454,5	3060,2
	PN-59/B-03020 [2]	3561,1	3233,0	3690,0	3988,5
	$I_L = 0{,}25$, $I_C = 0{,}75$				
	PN-81/B-03020 [4]	7547,6	5234,3	2467,2	4370,9
	mod. (u=20%σ)**)	9112,6	6063,7	2949,0	4632,7
	mod. (u=50%σ)**)	16958,8	10874,2	4880,8	6076,2
	PN-74/B-03020 [3]	8496,4	5862,3	2665,1	4503,8
	PN-59/B-03020 [2]	6323,9	5862,3	5679,1	6218,5
	$I_L = 0{,}0$, $I_C = 1{,}0$				
	PN-81/B-03020 [4]	13940,0	9200,7	5433,5	6844,3
	mod. (u=20%σ)**)	16671,2	10872,2	6296,8	7397,5
	mod. (u=50%σ)**)	36102,4	21728,3	11408,7	10803,4
	PN-74/B-03020 [3]	13940,0	9200,7	5433,5	6844,3
	PN-59/B-03020 [2]	9422,9	9200,7	8802,2	8882,8

**) effective parameters defined using retrospective analysis, based on the total values of soil parameters from PN-81/B-03020 [4], assuming a pore water pressure at the level of 20% or 50% stress loading the soil sample tested in the triaxial apparatus

4.2. Bearing capacity according to the values of soil parameters

Currently bearing capacity of the subsoil should be determined based on the PN-EN 1997-1 [1]. The issue that remains unsolved today is the possibility of indirect selection of soil parameters. It is permitted by the new standard [1] in case of investments classified as 1 or 2 geotechnical category. Clear recommendations for effective strength parameters correlation with the physical soil properties are deficient. The results of the analysis for determining a bearing capacity according to PN-EN 1997-1 [1] were presented in tables 3. and 4. The effective values of parameters were selected according to the formula contained in previously used sources. In addition, an effective parameters were determined by the retrospective analysis and were used in comparisons. Their values were assigned based on the output of total parameters adopted on the basis of the PN-81/B-03020 [4]. The increase of pore water pressure was established at 20% and 50% level of stress loading sample during the hypothetical triaxial tests.

5. Conclusions

The results overview presented in Tables 1., 2., 3. and 4., proves that we should definitely reject the possibility of using for bearing capacity calculations soil strength parameters suggested by the norm PN-59/B-03020 [2]. This disqualification is essential, even taking into account the fact that only for soils from group D this standard can be compared with similar soils described in standards PN-74/B-03020 [3] and PN-81/B-03020 [4]. Other types of substrate, described as symbols A, B and C are incompatible with one another, due to different partition criteria. It should be noted that different soils specified in PN-59/B-03020 [2] have similar bearing capacity at the same liquidity index. The lower liquidity index cause the smaller differences (from 11% maximum when $I_L = 0.5$ to 4% maximum with $I_L = 0{,}0$). This is the basis for skeptical approach to reliable values of the parameters contained there.

It can be seen, by comparing other norms, that in case of footings the greatest bearing capacity were obtained for standard PN-81/B-03020 [4]. The code PN-74/B-03020 [3] is the most favorable in case of continuous footings and for smaller values of the liquidity index. It should be noted at this point that the norm PN-74/B-03020 [3] proposes the highest values of soil parameters.

Very similar results were gotten for continuous footings determining the bearing capacity according to PN-EN 1997-1 [1] and PN-81/B-03020 [4]. The variances are much larger for footing foundations. Stronger substrate mainly increases calculated bearing capacity based on the method Eurocode 7 [1]. It is for both types of shallow foundations.

Rejecting of excessively large parameters established for pore water pressure on 50% level of stress influencing on the sample seem to be reasonable. The average increase of bearing capacity is then almost double than for unchanged values of the parameters adopted on the basis of PN-81/B-03020 [4].

The bearing capacity calculated for effective parameters of soil should not be worse than the specified reliable standard PN-81/B-03020 [4]. Choosing parameters based on the PN-74/B-03020 [3] adapt to Eurocode 7 [1] procedure seem rational. This standard was recommended to increase the friction angle with unchanged cohesion value. In most cases such approach will cause some bearing capacity underestimation of the of footing foundations and bearing capacity revaluation of continuous footing in relation to the norm PN-81/B-03020 [4].

One of the alternatives could be the possibility of using modified strength parameters set for "unexaggerated" values of pressure of water contained in the soil pores (ie. u=20%). In this case the strong soils gain most.

Finding a system and at the same securing a way to selecting effective soil parameters is very necessary. The usage of total parameters in their place (as it is commonly practiced, based on the PN-81/B-03020 [4]) is hardly rational. This causes unnecessary foundation "oversizing". The widespread values determination of effective strength parameters as results of laboratory tests is unlikely. Such approach will be always too expensive for smaller investments. Thus a consensus is required to establish such parameters indirectly. This article, and above all analysis contained in it are an attempt to induce such discussion. The described issue is still valid despite the fact that five years has gone since standard Eurocode 7 [1] were introduced in Poland.

Bibliography

[1] Polish Norm PN-EN 1997-1:2010 Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1: General rules.

[2] Polish Norm PN-59/B-03020 Building soils. The guidelines for determining a permissible intensity loads.

[3] Polish Norm PN-74/B-03020 Building soils. Foundation bases design and static calculation.

[4] Polish Norm PN-81/B-03020 Building soils. Foundation bases. Static calculation and design.

[5] Wilk K.: The meaning of effective soil parameters for determining of the bearing capacity of cohesive soils. Civil Engineering and Architecture, vol. 13 (2), Lublin University of Technology Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin 2014, pp. 57-64,

[6] Wiłun Z.: Geotechnical outline. Publishing of Transports and Communications, Warsaw 1976.

[7] Wiłun Z.: Geotechnical outline. Publishing of Transports and Communications, Warsaw 2000.

EFEKTYWNE PARAMETRY WYTRZYMAŁOŚCIOWE GRUNTU I NOŚNOŚĆ FUNDAMENTÓW BEZPOŚREDNICH WEDŁUG RÓŻNYCH POLSKICH NORM PROJEKTOWYCH

Norma PN-EN-1997-1 (Eurocode 7 - wydana w 2010r) wymaga określenia nośności gruntu na podstawie efektywnych wartości parametrów geotechnicznych. Całkowite parametry gruntu mogą być używane tylko po to aby określać nośność gruntu z tak zwanych "warunków nieosuszonych", w sytuacji przejściowej (z szybkim przyrostem obciążenia i wolnym wypływem wody). Problem z odpowiednimi określeniem realnych wartości parametrów gruntu jest przeszkodą w szerszym użyciu nowych norm. Niepokój budzą zwłaszcza niewielkie obiekty, dla który zaawansowane badania podłoża gruntowego nie są ekonomiczne. Artykuł przedstawia zmianę podejścia do projektowania płytkich fundamentów i określania w tym celu realnych wartości parametrów gruntowych w polskich normach na przestrzeni lat.

Słowa kluczowe: polskie normy, nośność, warunki osuszania, efektywne wartości geotechnicznych parametrów wytrzymałościowych

Przesłano do redakcji:26.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.168

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 475-484

Szczepan WOLIŃSKI[1]

KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCJI ZE WZGLĘDU NA RYZYKO ZNISZCZENIA

Kształtowanie konstrukcji budowlanych można zdefiniować jako poszukiwanie formy lub nadawanie konstrukcji określonej postaci albo kształtu. W teorii konstrukcji kształtowanie utożsamia się często z optymalizacją elementów lub ustroju konstrukcyjnego obiektu budowlanego. Kryteria optymalizacji są jednak formułowane w różny sposób, jako kryteria jakościowe, ilościowe lub mieszane, ściśle zdefiniowane lub intuicyjne, dotyczące różnych właściwości konstrukcji, najczęściej sztywności, trwałości, zużycia materiałów, energii potencjalnej. Tradycyjne podejście do kształtowania konstrukcji oparte na wizualizacji i jakościowej optymalizacji „przepływu strumieni sił" ma nadal duże znaczenie praktyczne i dydaktyczne, a także inspiruje do poszukiwania logicznie uzasadnionej topologii konstrukcji. Analizy przyczyn katastrof budowlanych wskazują, że najczęściej są one spowodowane przez wyjątkowe zdarzenia o znikomym prawdopodobieństwie wystąpienia lub ich kombinacje. Natomiast projektowanie i kształtowanie konstrukcji jest tradycyjnie ukierunkowane na standardowe sytuacje obliczeniowe, które mogą wystąpić w projektowanym okresie użytkowania. W pracy przedstawiono i uzasadniono autorska opinię, że na etapie kształtowania konstrukcji podstawowym kryterium wyboru formy i rozwiązań konstrukcyjnych powinno być dążenie do zapewnienia odporności na zdarzenia katastrofalne, adekwatnej do przewidywanego scenariusza zagrożeń w projektowanym okresie użytkowania konstrukcji i akceptowalnych konsekwencji zniszczenia. Jako syntetyczne, ilościowe kryterium optymalizacji i kształtowania konstrukcji uwzględniające oprócz standardowych wymagań podstawowych również odporność na zniszczenie i odporność poawaryjną, przyjęto ryzyko zniszczenia konstrukcji. Przedstawiono również przyporządkowanie czynników i działań decydujących o redukcji ryzyka do standardowych strategii postępowania oraz przykład ilustrujący sugerowaną procedurę obliczeń.

Słowa kluczowe: kształtowanie konstrukcji, zagrożenia, ryzyko zniszczenia, strategie kształtowania

---

[1] Autor do korespondencji: Szczepan Woliński, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. 17 854 2974, e-mail: szwolkkb@prz.edu.pl

1. Wprowadzenie

Potoczne i najbardziej ogólne znaczenie pojęcia kształtowanie oznacza nadawanie określonego kształtu rzeczom materialnym. W odniesieniu do konstrukcji budowlanych kształtowanie jest rozumiane jako poszukiwanie formy lub nadawanie konstrukcji określonej postaci albo kształtu. W teorii konstrukcji kształtowanie utożsamia się zwykle z optymalizacją elementów lub ustroju konstrukcyjnego obiektu budowlanego. Kryteria optymalizacji są jednak definiowane w bardzo zróżnicowany sposób, na przykład jako kryteria jakościowe, ilościowe lub mieszane, intuicyjne lub ściśle sprecyzowane, a także dotyczące różnych właściwości konstrukcji, m.in.: sztywności, trwałości, zużycia materiałów, energii potencjalnej [1,2]. Wśród wybitnych konstruktorów powszechny jest pogląd, że sformalizowane metody optymalizacji konstrukcji są jedynie niezbyt istotnym elementem doskonalenia procesu projektowania wspomagającym twórcze kształtowanie konstrukcji oparte na intuicji, gruntownej znajomości zasad mechaniki budowli i właściwości materiałów konstrukcyjnych oraz na doświadczeniu i talencie projektanta [3,4]. Tradycyjne podejście do kształtowania konstrukcji oparte na wizualizacji i jakościowej optymalizacji „przepływu strumieni sił" [3] ma nadal duże znaczenie praktyczne i dydaktyczne, a także inspiruje do poszukiwania logicznie uzasadnionej topologii konstrukcji zgodnie z koncepcją funkcjonalizmu i konstruktywizmu w architekturze. Zapisy w prawie budowlanym i aktualnych europejskich normach konstrukcyjnych wprowadzają wiele wymagań związanych z projektowaniem, realizacją i użytkowaniem konstrukcji, które mogą być traktowane jako kryteria optymalizacji. Jednak większość z nich została sformułowana w sposób bardzo ogólny i trudny do kwantyfikacji lub wręcz w rozmytej formie. Dotyczy to, między innymi, wymagań związanych z zapewnieniem dostatecznej odporności konstrukcji na wyjątkowe oddziaływania i zdarzenia o katastrofalnych konsekwencjach [5]. Krótki przegląd tradycyjnych i nowszych kryteriów kształtowania konstrukcji przedstawiono w pracy [6].

Projektowanie konstrukcji jest tradycyjnie ukierunkowane na standardowe sytuacje obliczeniowe, które mogą wystąpić w projektowanym okresie użytkowania [7]. Tymczasem analizy przyczyn katastrof budowlanych jednoznacznie wskazują, że dominującą przyczyną katastrof i poważnych awarii są zdarzenia lub sytuacje nadzwyczajne, sporadycznie występujące, bardzo często związane z działaniami lub brakiem działań ludzi, zarówno związanymi, jak i niezwiązanymi bezpośrednio z procesem budowlanym. Zdarzenia katastrofalne można sklasyfikować według różnych kryteriów, m.in. według przyczyny wystąpienia na spowodowane: działaniami żywiołów (ognia – pożary wewnętrzne i zewnętrzne, powietrza (huragany, cyklony, tornada), wody (powodzie, tsunami, erozja), ziemi (osuwiska, zjawiska sejsmiczne i wulkaniczne), łączne działania żywiołów, a także wywołane działaniami lub zaniedbaniami ludzi, m.in.: związanymi z procesem budowlanych (roboty ziemne, górnicze, melioracyjne, ze-

wnętrzne eksplozje), niezwiązane z procesem budowlanym (błędy projektowe i wykonawcze, wandalizm, akty wandalizmu i terroru), brak lub/i błędy związane z użytkowaniem konstrukcji (przeciążenie, brak zabezpieczeń przeciwpożarowych, brak przeglądów, roboty remontowe). W praktyce projektowej wzajemne powiązanie i usztywnienie elementów konstrukcji jest często traktowane jedyny sposób uzyskania dostatecznej odporności konstrukcji w obliczeniowych sytuacjach wyjątkowych. Wobec tego, nasuwa się pytanie czy w przypadku konstrukcji, których katastrofa powoduje poważne zagrożenie życia ludzkiego lub bardzo duże konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe, proces projektowania konstrukcji, a zwłaszcza jego pierwszy etap, czyli kształtowanie, powinien być ukierunkowany na standardowe sytuacje obliczeniowe. Zdaniem autora niniejszej pracy na etapie kształtowania konstrukcji podstawowym kryterium wyboru formy i rozwiązań konstrukcyjnych powinno być dążenie do zapewnienia odporności na zdarzenia katastrofalne, adekwatnej do przewidywanego scenariusza zagrożeń w projektowanym okresie użytkowania konstrukcji.

W niniejszej pracy przedstawiono i uzasadniono propozycję procedury kształtowania konstrukcji ze względu na ryzyko zniszczenia z uwzględnieniem standardowych scenariuszy zagrożenia i akceptowalnych konsekwencji zniszczenia.

2. Uwagi na temat ryzyka w projektowaniu konstrukcji

Konstrukcję obiektu budowlanego można przedstawić jako system połączonych elementów o zróżnicowanych właściwościach, gabarytach i funkcjach, poddany oddziaływaniom i wpływom, których pojawienia się można oczekiwać podczas wykonywania i użytkowania obiektu w projektowanym okresie użytkowania. Podstawowe wymagania sformułowane w aktualnych normach projektowania konstrukcji obejmują bardzo wiele aspektów, w tym dotyczących sytuacji standardowych, jak i odporności na oddziaływania wyjątkowe oraz odporności poawaryjnej [5, 7]. Ze względu na dobrze znane ograniczenia zalecanych metod weryfikacji niezawodności konstrukcji (półprobabilistycznej metody częściowych współczynników i uproszczonej probabilistycznej metody wskaźnika niezawodności β), ilościowa weryfikacja i optymalizacja konstrukcji uwzględniająca zawarte w normach wymagania podstawowe, jest w praktyce nierealna [5, 7, 8].

Syntetycznym ilościowym kryterium optymalizacji i kształtowania konstrukcji uwzględniającym oprócz standardowych wymagań podstawowych również odporność na zniszczenie i odporność poawaryjną, jest ryzyko zniszczenia konstrukcji R. Ryzyko jest definiowane jako funkcja, najczęściej suma iloczynów, prawdopodobieństwa $p(H_i)$ i miary konsekwencji $C(H_i)$ zniszczenia konstrukcji wskutek zagrożeń

$$R = \sum_{i=1}^{n} p(H_i)C(H_i) \tag{1}$$

Uwzględniając możliwość wystąpienia różnych uszkodzeń konstrukcji spowodowanych przez każde z uwzględnionych zagrożeń i różnych konsekwencji tych uszkodzeń, w normach ISO 13824 [9] i PN-EN 1991-1-7 [5], ryzyko zniszczenia konstrukcji R zdefiniowano jako miarę kombinacji prawdopodobieństw wystąpienia określonych zdarzeń i ilościowo wyrażonych konsekwencji ich wystąpienia:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} p(H_i) \sum_{j}^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} p(D_j \left| H_i \right.) p(S_k \left| D_j \right.) C(S_k) \tag{2}$$

gdzie: N_H – liczba zdarzeń (zagrożeń), N_D – liczba różnych sposobów uszkodzenia, $\boldsymbol{N_S}$ – liczba niekorzystnych stanów konstrukcji S_k, powodujących konsekwencje $C(S_k)$, $p(H_i)$ – prawdopodobieństwo wystąpienia zagrożenia H_i, $P(D_j \left| H_i \right.)$ – warunkowe prawdopodobieństwo stanu uszkodzenia *j* powodującego zagrożenie *i*, $p(S_k \left| D_j \right.)$ – warunkowe prawdopodobieństwo stanu S_k powodującego stan D_j uszkodzenia S_k.

Na podstawie wzoru (2) można sformułować znane skądinąd podstawowe strategie redukcji ryzyka zniszczenia konstrukcji:

a) Pierwsza grupa to strategie oparte na redukcji liczby $\boldsymbol{N_H}$ i prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożeń $p(H_i)$, polegające na kontroli oraz działaniach zapobiegających wystąpieniu zagrożeń. W praktyce sprowadzają się one do spełnienia zbioru reguł normatywnych.
b) Grupa druga obejmuje strategie związane z redukcją liczby N_D i warunkowego prawdopodobieństwa wystąpienia lokalnych uszkodzeń $P(D_j \left| H_i \right.)$, znane jako strategie projektowania na przeniesienie przez konstrukcję oddziaływań wyjątkowych.

Trzecia grupa to strategie polegające na zmniejszeniu liczby niekorzystnych stanów konstrukcji $\boldsymbol{N_S}$, warunkowego prawdopodobieństwa $p(S_k \left| D_j \right.)$ i konsekwencji uszkodzeń $C(S_k)$. Do tej grupy można zaliczyć między innymi strategię polegająca na kreowaniu alternatywnych ścieżek obciążenia.

Minimalizacja ryzyka wydaje się bardzo obiecującym kryterium kształtowania konstrukcji. Ze względu na trudności związane z oceną prawdopodobieństw warunkowych i konsekwencji uszkodzeń, jego przydatność i dokładność mogą wydawać się problematyczne. Dodatkowo, wybór i określenie wartości miar konsekwencji utraty życia i zdrowia ludzi budzi poważne kontrowersje natury etycznej [8]. Ponadto można zauważyć, że normowe definicje klasy konsekwencji bu-

dynków, sposób formułowania wymagań, dopuszczalnych konsekwencji przekroczenia stanów granicznych i uszkodzeń wskutek oddziaływań wyjątkowych mają zwykle charakter zmiennych lingwistycznych, w rodzaju „zadowalający poziom odporności" [5]. Jednym ze sposobów kwantyfikacji tego zmiennych lingwistycznych, subiektywnych i nieprecyzyjnych jest zastosowanie koncepcji zmiennych rozmytych [10]. Zarówno prawdopodobieństwa, jak i konsekwencje uszkodzeń występujące we wzorze (2) można zdefiniować jako liczby rozmyte o najprostszych, trójkątnych funkcjach przynależności μ_X opisanych za pomocą wartości dominującej m_X i przedziału zmienności $[a_X, b_X]$:

$$\widetilde{p} \Rightarrow \mu_p(m_p, a_p, b_p) \tag{3}$$

$$\widetilde{C} \Rightarrow \mu_C(m_C, a_C, b_C) \tag{4}$$

Ryzyko obliczone przy założeniu rozmytego charakteru zmiennych jest również zmienną rozmytą $\widetilde{R}$. Kształtując konstrukcję ze względu na minimum ryzyka z wykorzystaniem standardowych procedur optymalizacji w dziedzinie deterministycznej rozmyte ryzyko należy wyostrzyć, na przykład do wartości dominującej m_R. Na ogół nie określa się dopuszczalnej wartości bezwzględnej ryzyka lecz postępuje się zgodnie z zasadą, iż należy dążyć do uzyskania jak najmniejszego ryzyka w określonej, konkretnej sytuacji obliczeniowej.

3. Czynniki decydujące o wyborze strategii kształtowania

Standardowa procedura projektowania konstrukcji budowlanych polega na wyborze rodzaju i topologii ustroju konstrukcyjnego obiektu, opartym na analizie istniejących rozwiązań konstrukcyjnych podobnych obiektów oraz wiedzy i intuicji inżynierskiej, a następnie zwymiarowaniu elementów, połączeń i detali na oddziaływania występujące w trwałej sytuacji obliczeniowej. Weryfikacja nośności w sytuacji wyjątkowej, przejściowej lub sejsmicznej dotyczy z reguły konstrukcji już ukształtowanej i zwymiarowanej. Normowe podejście do weryfikacji konstrukcji w wyjątkowych sytuacjach obliczeniowych polega na uwzględnieniu odpowiednich zaleceń konstrukcyjnych dotyczących zapewnienia integralności, spójności i stateczności konstrukcji, a w określonych przypadkach również weryfikację nośności lub/i zakresu zniszczenia konstrukcji na podstawie jednej z dwóch zalecanych strategii, opartej na określonych wartościach oddziaływań wyjątkowych lub polegającej na ograniczeniu przewidywanego zasięgu zniszczeń.

Proponowane zmiany procedury projektowania dotyczą dwóch zasadniczych kwestii; rozpoczęcia procesu projektowania od kształtowania konstrukcji w sytuacjach wyjątkowych lub na zdarzenia katastrofalne z uwzględnieniem kryterium minimum ryzyka zniszczenia, a następnie weryfikacji stanów granicznych w trwałej oraz przejściowych sytuacjach obliczeniowych. Do ważniejszych prze-

słanek decydujących o wyborze strategii kształtowania konstrukcji należy zaliczyć charakterystyki sytuacji lub zdarzeń wyjątkowych oraz odpowiedzi konstrukcji na te sytuacje lub zdarzenie.

Tabela 1. Przyporządkowanie czynników i działań decydujących o redukcji ryzyka do standardowych strategii postępowania (na podstawie [11, 12]).

Table 1. Assigment of elements and actions deciding on risk reduction to the standarized strategies (on the basis of papers [11, 12].

Czynniki/ /działania	**Strategia postępowania w sytuacji wyjątkowej / w wypadku możliwości wystąpienia zdarzenia katastrofalnego**				
	Zalecenia projektowe	**Kontrola zdarzeń**	**Redukcja konsekwencji**	**Projektowanie na nośność**	**Ograniczenie zasięgu zniszczenia**
Nośność	+			+	
Statyczna niewyznaczalność					+
Stężenia i spójność konstrukcji	+				+
Druga linia obrony	+		+		+
Eliminacja kruchego zniszczenia	+	+			
Zabezpieczenie przed lawinowym zniszczeniem			+		
Konstrukcje zabezpieczające			+		+
Lokalne osłony kluczowych elementów			+		
Kształtowanie sztywności	+			+	
Wykorzystanie wzmocnienia plastycznego				+	+
Ostrzeganie, akcja ratunkowa		+	+		
Projektowanie wspomagane badaniami				+	+
Monitoring, kontrola jakości, zapobieganie		+	+		
Urządzenia mechaniczne		+			

W szczególności istotne są odpowiedzi na pytania dotyczące: bezpośredniego lub pośredniego charakteru oddziaływania wywołanego przez rozważane zdarzenie, powtarzalności oddziaływań, ekstremalnych wartości oddziaływań (obciążeń, przemieszczeń, energii, itp.), konsekwencji zajścia rozważanych zdarzeń (uszkodzeń konstrukcji, inicjacji kolejnych niekorzystnych zdarzeń). Na podstawie formuły (2) można zestawić listę czynników i działań umożliwiających redukcję ryzyka zniszczenia konstrukcji, związanych ze standardowymi strategiami postępowania w sytuacjach wyjątkowych. Czynniki i działania uwzględniane w standardowych strategiach redukcji ryzyka zestawiono w Tabeli 1.

4. Przykład

Przedmiotem analizy jest budynek 3 klasy konsekwencji [5] o słupowo-płytowej, monolitycznej konstrukcji żelbetowej. Sytuacja wyjątkowa konstrukcji jest spowodowana poważnym błędem wykonawstwa, oznaczonym jako zagrożenie H_1, (np. lokalne, znaczne zaniżenie wytrzymałości betonu, defekt materiałowy, nieprawidłowo skonstruowane zbrojenie lub jego brak), który może wystąpić z prawdopodobieństwem $p(H_1) = 0{,}01$ i spowodować uszkodzenie lokalne w strefie przebicia płyty D_1 lub zniszczenie jednego słupa D_2, z prawdopodobieństwem warunkowym: $p(D_1|H_1) = 0{,}1$ i $p(D_2|H_1) = 0{,}01$. Skutki lokalnych uszkodzeń w skali całej konstrukcji zdefiniowano jako zniszczenie fragmentu konstrukcji S_1 (100 m^2 powierzchni stropu lub 15% powierzchni kondygnacji [5]), oraz zniszczenie większych fragmentów lub całej konstrukcji S_2, a ich warunkowe prawdopodobieństwa ich wystąpienia oszacowano jako: $p(S_1|D_1) = 0{,}1$; $p(S_2|D_1) = 0{,}01$; $p(S_1|D_2) = 0{,}5$; $p(S_2|D_2) = 0{,}05$. Konsekwencje zniszczenia fragmentu konstrukcji oszacowano na: $C(S_1) \approx 1{,}5x10^6$, a całej konstrukcji na $C(S_2) = 50x10^6$. Według wzoru (2) obliczono ryzyko:

$$R = p(H_1) \sum_{j=1}^{N_D=2} \sum_{k=1}^{N_S=2} p(D_j|H_1) p(S_k|D_j) C(S_k) = 14875$$

Akceptowalne ryzyko zniszczenia konstrukcji zaliczonej do klasy niezawodności RC3 dla okresu odniesienia 50 lat [1], z uwzględnieniem kosztów inwestycji w pełnym cyklu życia obiektu $C(S) \approx 20x10^6$, wynosi:

$$R_{ac} = p_{fd} \times C(S) = 8{,}5 \times 10^{-6} \times 20 \times 10^6 = 170$$

Stosunek ryzyka związanego ze zniszczeniem konstrukcji w wyniku rozpatrywanej sytuacji wyjątkowej i ryzyka akceptowalnego wynosi:

$R / R_{ac} = 14875 / 170 = 87.5$ i znacznie przekracza poziom akceptowalny. Należy podjąć odpowiednie działania w celu jego redukcji, m.in. wymienione w Tablicy 1, na przykład zmniejszenie prawdopodobieństwa wystąpienia błędu wykonawstwa w wyniku bardziej skuteczne procedury inspekcji do wartości albo rozważyć zmianę ukształtowania konstrukcji, np. lokalnego pogrubienia płyty stropowej wokół słupów. W rezultacie tej zmiany prawdopodobieństwo warunkowe przebicia płyty wskutek zagrożenia H_1 zredukowano do wartości około $p(D_1|H_1) = 0{,}01$. Wartości pozostałych czynników uwzględnionych we wzorze (2) nie uległy zmianie, a koszt wykonania lokalnych pogrubień płyty pominięto jako niewielki w porównaniu z kosztem inwestycji $C(S) \approx 20x10^6$.

Ryzyko zniszczenia zmodyfikowanej konstrukcji obliczone według (2) wynosi: R = 390, a stosunek ryzyka związanego ze jej zniszczeniem w wyniku rozpatrywanej sytuacji wyjątkowej i ryzyka akceptowalnego wynosi: $R / R_{ac} = 390 / 170 \cong 2{,}3$ i jest znacznie mniejszy niż w przypadku płyt gładkich.

5. Podsumowanie

Tradycyjne procedury kształtowania konstrukcji oparte na wiedzy, doświadczeniu i intuicji projektanta, dość często z wykorzystaniem jakościowej optymalizacji „przepływu strumieni sił" w konstrukcji, mają duże znaczenie praktyczne i dydaktyczne. Inspirują ponadto do poszukiwania ustroju i formy konstrukcji nawiązujących do koncepcji konstruktywizmu i konstruktywizmu w architekturze. Wymagania współczesnego prawa budowlanego i norm projektowania konstrukcji budowlanych mają jednak charakter kompleksowy i tradycyjne kryteria kształtowania nie pozwalają na syntetyczne uwzględnienie wielu wymagań dotyczących bezpieczeństwa, użytkowalności, trwałości oraz odporności na oddziaływania wyjątkowe i odporności poawaryjnej. W związku z tym, konstrukcje kształtowane na minimalne zużycie materiałów lub na największą wytrzymałość czy sztywność na ogół nie spełniają innych wymagań, lub spełniają je w sposób daleki od optymalnego.

Kryterium minimum ryzyka ma zalety uniwersalnego kryterium kształtowania, wymiarowania oraz oceny stanu konstrukcji. Umożliwia uwzględnienie zarówno ilościowych, jak i jakościowych wymagań stawianych współczesnym konstrukcjom. Powszechnie stosowaną miarą ryzyka jest iloczyn prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzeń, które mogą spowodować uszkodzenie lub zniszczenie konstrukcji oraz bezpośrednich i pośrednich konsekwencji tych zdarzeń.

Projektowanie konstrukcji jest współcześnie ukierunkowane na standardowe sytuacje obliczeniowe, które mogą wystąpić w projektowanym okresie użytkowania. Jednak statystyki przyczyn katastrof i poważnych awarii budowlanych wskazują, że są nimi zdarzenia lub sytuacje wyjątkowe, sporadycznie

występujące, bardzo często związane z działaniami lub zaniedbaniami ludzi, zarówno związanymi, jak i niezwiązanymi bezpośrednio z procesem budowlanym. Przedstawiona i uzasadniona w niniejszej pracy propozycja kształtowania konstrukcji ze względu na ryzyko zniszczenia, z uwzględnieniem standardowych i indywidualnie ustalonych scenariuszy zagrożenia i akceptowalnych konsekwencji zniszczenia, umożliwia uwzględnienie wniosków z tych obserwacji i statystyk.

Literatura

[1] Szymczak C.: Elementy teorii projektowania. PWN, Warszawa, 1998.

[2] Fu G., Frangopol D.M.: Balancing-weight system reliability and redundancy in multi-objective optimization framework. Structural Safety, 1990, 7 (2-4), pp. 165-175.

[3] Zalewski W.: Kształtowanie konstrukcji. Wprowadzenie i przykłady. VII Sympozjum Kształtowanie Konstrukcji. Rzeszów, 3-4 lutego 2005. Referaty, Tom 1, s. 49-72, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2005.

[4] Kuś S.: Ogólne zasady kształtowania konstrukcji. Rozdział 2 w pracy zbiorowej: Budownictwo ogólne. Tom 3, s. 11-71, Arkady, Warszawa 2008.

[5] PN-EN 1991-1-7: 2008. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wyjątkowe. PKN, Warszawa, 2008.

[6] Woliński Sz.: O kryteriach kształtowania konstrukcji. Wiadomości Projektanta Budownictwa, 2013, Nr 1 (264), s. 8-11.

[7] PN-EN 1990: 2004. Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, Warszawa, 2004.

[8] Woliński Sz.: Projektowanie konstrukcji z betonu w obliczeniowych sytuacjach wyjątkowych. ZN Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59, t.3, 2012, s.141-150.

[9] ISO Standard 13824:2009. General principles on risk assessment of systems involving structures. ISO Geneve, 2009.

[10] Li H., Yen C.: Fuzzy sets and fuzzy decisions-making. CRC Press, Boca Raton, New York 1995.

[11] Knoll F., Vogel T.: Design for robustness. Structural Engineering Documents, 11, IABSE, ETH Zurich, 2009.

[12] Woliński Sz.: Projektowanie konstrukcji wspomagane analizą ryzyka. Budownictwo i Architektura, Vol. 13(2) 2014, s. 367-374.

SHAPING BUILDING STRUCTURES WITH REGARD TO RISK

S u m m a r y

The paper presents some aspects of the risk based criteria for shaping building structures. Traditional approach to shaping based on visualization of the flows of forces in structures inspires to seek a rational topology of structures and still remains of great practical and didactical significance. Shaping of structures is often identified with opti-

mization of structural system of a building. The optimization criteria, however, are defined in a different way, for example: as the qualitative, quantitative or mixed, well-defined, fuzzy or intuitive, related to the various properties of the structure, e.g. stiffness, durability, the potential energy, etc. Analysis of the causes of structural failures indicate that they are most often caused by exceptional events with a negligible probability of occurrence or combinations of that events. In contrast, the design and development of structures is traditionally focused on standard design situations that may occur in the lifetime performance. Author's suggestion that criteria for structural shaping should be taken into account to provide resistance of a structure to catastrophic events, appropriate to the hazard scenario and acceptable consequences of damages and collapse of a structure, is presented and discussed in the paper. In other words, the design of building structures should involves the consideration of risk associated with hazards as the main criterion of shaping which can be used as the synthetic optimization criterion. The risk assessment, the assignment of factors and decisive activities to reduce risk according to standard strategies, and an example to illustrate the calculation procedures are also presented.

Keywords: shaping of structures, hazards, failure risk, shaping strategies

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.169

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 485-497

Ireneusz WYCZAŁEK[1]
Michał WYCZAŁEK[2]
Artur PLICHTA[3]

INVENTORY MEASUREMENTS BASED ON NON-METRIC AERIAL PHOTOS FROM THE BOARD OF UNMANNED AERIAL VEHICLE (UAV)

The main task of land surveying, among others, is efficient implementation of the inventory of new objects, what sometimes require doing measurements in difficult terrain (mud, cuttings, moving earth masses, working at high altitude) and during ongoing construction works. Geodetic surveys are primarily used to update some databases essential for Polish principal national map, but they also support cadastral and control measurements related to excavation or construction works. Field surveys are usually done by total station or satellite GNSS receivers in a way that guarantees accuracies required in geodesy. It is also allowed the usage of other methods that ensure required accuracies. Photogrammetric technique is one of those methods. Despite the great precision and many other advantages (overall points collection and archiving the state of the object), it has not found a proper place among field measurement methods. Revolutionary developments in this area occurred along the development of small, unmanned flying vehicles (UAV) which can carry onboard camera or other sensor, and can reach places difficult to access by humans. Development of images obtained this way supports more and more developed computer software.
This paper aims to bring the adopted method of measuring and computing images taken out from the board of hexacopter (6-rotor drone), discussion about obtained precision and presentation the results of the development of a number of selected terrain objects. As a result, the study found that the results obtained in conjunction with the ability to reach inaccessible places and non-invasive measurement allow to consider this method as a viable alternative to direct methods of inventory measurements.

Keywords: Aerial mapping, photogrammetry, geodatabases

[1] Autor do korespondencji: Ireneusz Wyczałek, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 5, telefon 4861 6652 420, ireneusz.wyczalek@put.poznan.pl.
[2] Michał Wyczałek, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, telefon 4861 6652 421, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 5, michal.wyczalek@put.poznan.pl.
[3] Artur Plichta, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, telefon 4861 6652 421, 60-965 Poznań, ul. Piotrowo 5, artur.plichta@put.poznan.pl.

1. Introduction

Inventory means – in general terms – the set of operations performed in order to determine the current state of an object or a fragment of space. From geometrical point of view it is a measurement determining the position and shape of one or more objects, or parts of them, associated sometimes with the collection of its selected non-geometrical features. In this context surveyors carry out as-built inventory of buildings or structures (roads, towers), and network utilities. The main purpose of inventory measurements in Poland is to update two national databases: EGiB (Registry of Land and Property) and GESUT (Geodetic Registry of Infrastructure Networks), on the base of which is compiled the base map. Currently, it is also required to update the information about general geographic objects, which will be stored in new database called BDOT500.

In practice, the geodetic inventory is performed using direct measurement methods (tacheometry, leveling, GNSS satellite measurements), referenced to the national geodetic control network. After the necessary calculations the set of field data is used to update spatial information systems, a detailed topographic maps and to calculate geometric characteristics (linear dimensions, area, etc.) of measured object. Sometimes it is important to determine levels of land surface or artificial spatial forms, what is often associated with the creation of digital terrain model or other forms of visualization of the third dimension.

Precision of inventory measurements should be relatively high. This necessity lead to ensure adequate precision of equipment in conjunction with preciseness of identification of measured details. In practice, the position of the points defining the object is determined by the average horizontal error, and if the vertical component is also measured, it is usually determined with mean error of height. Such big accuracy can only be obtained by the foregoing geodetic methods or by laser scanning, but – using photogrammetric techniques – the application of aerial photography from low-altitude (30-100 m) is becoming more and more realistic.

Photogrammetric survey requires common elaboration of a block of images overlapping in at least 60 percent (the more the better), that comprise proper determination of orientation elements and further conversion to orthogonal form. The result of this work is 3D model of land cover (DSM), which can be projected onto the plane of the map or vectorised. Low-altitude aerial photogrammetry makes now possible to obtain the model with spatial resolution less than 1 centimeter and accuracy of several centimeters. Supporting sufficiently large coverage and the use of many common points, such accuracy can even be obtained using non-metric cameras. There are currently a number of works on the development of UAS technology (Unmanned Aerial Systems), both the hardware- and software-wise, carried out by research on the automation of flight and collection of images, but also securing drones from collision with the environment, make them more reliable in operation. Also photogrammetric software is being developed to be more efficient, more automatic and precise.

The subject of this paper is to present the current state of works – both in terms of international and own research – on the use of low-altitude aerial survey of buildings and other objects whose geometrical features are used to obtain the necessary spatial information. Measurement and calculation procedures are discussed below, their potential precision is evaluated and the selected application solutions are presented. The results of these applications confirm the theoretical possibility of UAS technology in the field of an inventory (or as-build) measurement requirements.

2. Current state of research on the use of UAS for the purpose of inventory

Inventory survey of spatial objects using unmanned aviation system needs to make the following necessary works:

- preparation of flying vehicle and on-board photographic equipment,
- designing the flight path and acquisition of photos,
- elaboration of photogrammetric images,
- extraction of the 3D model (from image point cloud) on the base of geometric and radiometric characteristics of pixels in images,
- development of model (orthophotomap, vector model, DTM/DSM).

All of these topics are conducted by intensive scientific research and application works. Due to the large range of literature the topic in the review of this work focuses mainly on publications from 2013, this is the time when similar works were undertaken at the Poznan University of Technology. Unmanned aerial systems (UAS [5, 9, 10]) are called also remotely controlled systems (RPAS [2, 7]), multirotor devices [1, 13] or models of airplanes [5], sometimes limited to a wing only [2, 14]. The main difference in their use is a different flight path –more flexible in the case of rotor's than wing vehicles. Rotor's also have the option of vertical takeoff and landing, which is of great importance in urban or wooded areas. In principle, these vehicles do not require special preparation for the flight, but there are also produced devices which are mounted before every use [16]. In practice, only a preliminary action before the photogrammetric flight is limited to connection the power (batteries) and establishing the route. At present LiPo (lithium-polymer) cells are used as a power source, because they have high capacity at low weight, and low sensitivity to frequent charging and discharging. LiPo package weighing about 1 kg has a capacity of 10-12k Ah what is enough for 15 to 30 minutes of the flight – depending on construction of a drone, its load and atmospheric conditions.

Currently, the most common sensor for acquiring images of UAV cameras are characterized by a hybrid type properties of ′SLR′ and the size of ′compact camera′. In practice the most commonly used cameras are Sony Nex series (5-7) [2, 11, 12, 18]. There are used also other cameras recording in 'cropped-frame' CMOS technology (APS-C format). An alternative, due to the different way

of building a sensor is Foveon, which in one cycle can acquire all color components, what eliminates many drawbacks of CMOS solutions in DSLR cameras [10]. Interesting for the purpose of remote sensing would be recording in near infrared band, however CMOS sensors typically do not provide such a possibility – short waves are optically filtered in the way to sensor. It is possible to take off photo filter, but there is a problem of less sensitivity of CMOS to long waves, and in addition – necessary is to do radiometric calibration of images obtained this way. Bachmann et al. [1] suggest their own solution in this regard, but it is still in the phase of development.

The non-metric camera should be geometrically calibrated, however Greiwe et al. [12], and a number of other UAV users, including the authors of this paper, have noted that the errors in this type of image elaborations have no significant impact on the obtained accuracy – greater effect gives photogrammetric software, mainly aerial triangulation algorithm [15]. Sieberth et al. [20] drew furthermore attention, to a significant impact in the case of frequent drone blur images on the accuracy of matching, and later results of elaborations. The authors proposed their own self-correction algorithm, but Greiwe et al. [10] argue that sharper images provide cameras with Foveon sensor. Cameras that are not built permanently into the structure of drone, are suspended by stabilizing module (preferably 2- or 3-axial gimbal), what allows to control the orientation of the camera, but also reduces the blur of images. In this context, Chabok [6] propose the 3-step sharpening procedure, that combines sensor calibration, camera stabilization of the suspension and the algorithm of reducing residual blur images. The author stated that these actions should significantly increase the accuracy of resulting photogrammetric products.

Flight preparation of drone involves the determination of the route and altitude (what can be done using the program e-mo-tion [14] or similar) as well as directing the camera and setting the shutter on and off. The route is done via the power system under the control of the drone position sensor (GPS) optionally assisted by the INS with gyroscope, accelerometers and onboard computer [8]. The readings of these devices are stored and later (in a greater or lesser extent) are used in the calculation, however Ruiz et al. [17] noticed, that relatively heavy and expensive RTK sensors do not give sufficiently accurate results. According to the authors no worse effect is obtained by calculating the EO (i.e. external orientation parameters) in postprocessing mode, using only matching procedure and a few control points. However, these sensor readings are essential in precision of flight control. Numerous efforts are taken in this field. Among other things, Bender et al. [4] pointed out the benefits of INS, Tsai et al. [21] have developed an algorithm that uses GPS readings along with the INS (called by authors Positioning and Orientation System: POS), Eling et al. [8] made use of all possible sensors, including additional cameras, and Bäumker et al. [3] have considered the use of dual-frequency GNSS receiver (Topcon B110) and flight tracking using a motorized total station (with two headlights

on board the drone). Current flight control is designed to help remote control of air vehicles, in particular, ensuring the safety of the flight (both the drone and objects) along the route of its flight. For the purpose of rapid detection of obstacles Holz et al. [13] tested their rotor 2D scanner, two pairs of webcams and ultrasound ring distance detectors in order to develop a fully autonomous flying of UAV. To reach similar result Schneider et al. [19] have used four fisheye type cameras and develop technique to detect obstacles based on the identified distant points.Pictures taken from the UAV can be developed using conventional photogrammetric software, however scientists who tested possible applications of photos from the low altitude noticed that AgiSoft PhotoScan gives much better results in comparison with other programs such as ERDAS LPS, Pix4UAV or Match-AT Pro. This program works almost fully autonomously, using 'coarse-to-fine' strategy in such a way that at first it selects relatively big number of common points in images and on the base of them calculate camera orientation elements, then clarifies the fit of image pixels forming dense point cloud (DSM) and finally performs adjustment of orientation parameters. As a result, almost in real-time the strict parameters of the aerial triangulation and 3D terrain model are determined. On the base of it the orthophotomap can be obtained. Among others, authors of [2] and [15] expressed their satisfaction from the program implemented in a number of diverse testing applications. Using this software user without photogrammetric practice may obtain accurate products with the accuracy of 0.3 pixel. This also have been confirmed by experiments of Fallavollita et al. [9] who successfully used it to archaeological studies. Developing applications using Orthophoto PhotoScan, however, has its Achilles' heel in the case of uneven terrain altitude coverage, among others, in built-up areas.

3. Tests of photo sensor and software

3.1. Elements of interior orientation of the camera Sony Nex-5

Camera Sony Nex-5 has been selected at Poznan University of Technology as the standard for photographic registration, what is similar to solutions described in most publications cited herein. The camera was initially calibrated at the 'PP test field' (Fig. 1). The first step of the test was determination the elements of internal orientation of the camera and checking of the error vectors (distortion). Targets were installed in two vertical planes containing 40 Control Points (CP) and 20 Independent Check Points (ICP) on each of them, which were photographed several times without changing the standard settings (shooting distance, exposition and aperture).



Fig. 1. One of the set of images taken for calibration and testing camera Sony Nex5 in two-plane 'PP test field' containing: 40 control points (CP) and 20 independent check points (ICP) measured using precision total station Leica Geosystems TCRP 1201+

Rys. 1. Jeden z obrazów wykonanych w celu kalibracji i testowania kamery SonyNex5 na dwupłaszczyznowym polu testowym PP obejmującym 40 fotopunktów i 20 punktów kontrolowanych mierzonych przy użyciu precyzyjnego tachimetru Leica Geosystems TCRP 1201+

For calibration was used known photogrammetric algorithm for self-calibration, described by following formula:

$$\begin{aligned} x_{i,j} + vx_{i,j} &= x_0 - cK_j \frac{X_i - X_{Sj}}{Z_i - Z_{Sj}} + x(k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6) + \left(2p_1 y + p_2\left(r^2 + 2x^2\right)\right) \\ y_{i,j} + vy_{i,j} &= y_0 - cK_j \frac{Y_i - Y_{Sj}}{Z_i - Z_{Sj}} + y(k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6) + \left(2p_1 x + p_2\left(r^2 + 2y^2\right)\right) \end{aligned} \quad (1)$$

for i-th point in j-th image of test field, where: x_i, y_i are image coordinates and X_i, Y_i, Z_i external coordinates of i-th point, x_0, y_0, cK_j, k_1, k_2, k_3, p_1 and p_2 are elements of internal orientation and X_{Sj}, Y_{Sj}, Z_{Sj} – external orientation of the j-th position of the camera.

After several tests it was considered that achieved data are sufficient to the practical use and meet the expected requirements of precision.

3.2. Camera parameters on the base of photos from ground stations

Images taken by this camera was used as a source for tests using the above-mentioned program AgiSoft PhotoScan. The tests include the alignment of images (matching), creation a points cloud, and conversion to the orthogonal projection. In order to assess the accuracy of the established 3D model selected characteristic points of the wall (Fig. 1) were measured by Leica TCRP 1201+ electronic total station (RMSE ±0,002 m) and obtained coordinates were

compared with homologous locations identified on the model. The results are shown in Table 1. For the latter, displacement vectors between the two measuring techniques are also indicated. These results satisfy both in terms of quality of the model and its accuracy defined in the measured points.

Table 1. Results of camera Sony Nex5 post-calibration test (plane coordinates)

Tabela 1. Wyniki przeprowadzonego testu po kalibracji kamery Sony Nex5 (współrzędne płaskie)

$m_{x\,(CP)}$	$m_{y\,(CP)}$	$min_{\,x\,(ICP)}$	$min_{\,y\,(ICP)}$	$max_{\,x(ICP)}$	$max_{\,y(ICP)}$
±0,019 m	±0,012 m	0,002 m	0,003 m	0,031 m	0,017 m

3.3. Inventory of the railway embankment

Practically the program PhotoScan was tested for development of high escarpment along the railway track in the trench. Ninety one pictures were taken from the opposite slope in three horizontal lines – bottom, middle and top. Exposure settings: distance 30-45m, aperture 8,0, focal length 40mm (for 3,5"), exposure time 1/60 sec. Checkpoints were selected on poles of the traction by measuring their position with RTS Leica TCRP 1201+ (RMSE ±0.005 m). Model development of the slope covered a set of common steps: 1) matching images and creating points cloud, 2) fitting the control points, 3) creating a 3D TIN model. Figure 2 shows the developed point cloud (left) and 3D model of local landslide (right), which clearly sketched spatial shape.

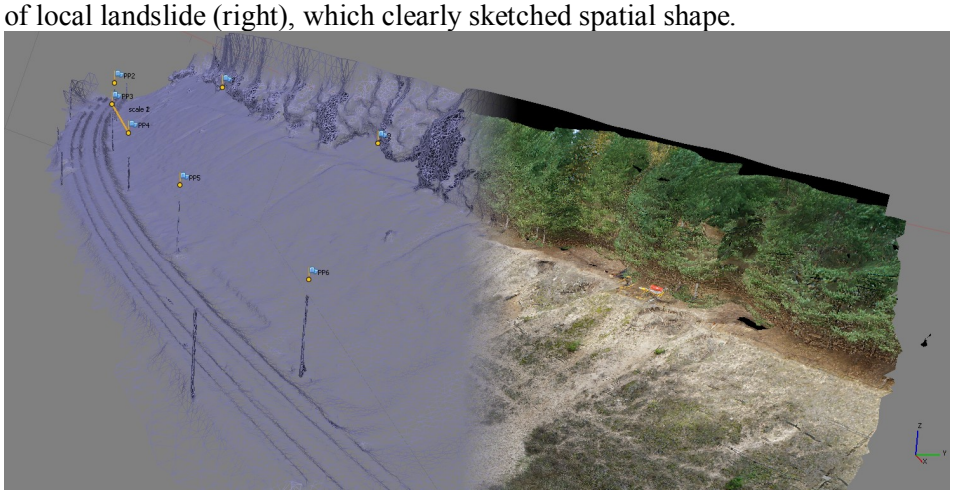


Fig. 2. The 3D model of escarpment developed using the program AgiSoft PhotoScan Professional on the base of a set of 91 images (with the fragment of orthorectified image)

Rys. 2. Trójwymiarowy model skarpy opracowany w programie AgiSoft PhotoScan Professional na podstawie zestawu 91 zdjęć (z fragmentem wpasowanego obrazu fotograficznego)

In the table 2 the results obtained from comparison of the group of ICP between photo model and 3D laser scan (using Leica C10).

Table 2. Comparison of coordinates of points collected in 3D model and the laser point cloud

Tabela 2. Porównanie współrzędnych punktów odczytanych na modelu 3D z ich odpowiednikami z chmury punktów laserowych (współrzędne zdjęcia).

$m_{x\,(CP)}$	$m_{y\,(CP)}$	$min_{\,x\,(ICP)}$	$min_{\,y\,(ICP)}$	$max_{\,x(ICP)}$	$max_{\,y(ICP)}$
±0,035 m	±0,042 m	0,007 m	0,012 m	0,062 m	0,067 m

Inventory of the escarpment was used to perform geotechnical expertise, and on its basis, on its basis was developed design of its strengthening and modernization.

4. Applications of UAS in geodetic survey

Attempts with the use of UAVs at Poznan University of Technology are conducted in the geodetic inventory for large-scale mapping (updating national geodatabases EGiB, GESUT and BDOT500 and basic map), terrain modeling and volume calculation of the masses of soil or aggregate. As a supporting device we use a 6-rotor drone made on the base of MikroKopter components, and since 2014 also drone on components of DJI company. They have personally created carbon frame and 2-axial gimbal. The drones have payload up to about 2 kg, the height flight to about 250 m above the ground, maximum speed 15 m/s and time of fly to 15-20 minutes. The devices are positioned by GPS and INS sensors, their flight is controlled using the applications provided by their manufacturers. As the sensor for purposes presented here was used the same camera Sony Nex-5 with standard lens Sony SEL1588 (18-55 mm). Series of images obtained during the flight were processed using AgiSoft PhotoScan in automatic mode. Participation of the operator consists of uploading and identifying control GCP-s, and 'cleaning' the resulting cloud of points prior to further processing.

4.1. Updating databases BDOT500 to comply maps for design purposes

Under the current Polish regulations [15] the national principal map is currently performed on the base of six geodatabases, of which three: EGiB, GESUT and BDOT500 include data concerning terrain or underground objects. The first two bases have been conducted for a long time and are largely complete and up-to-date, the base BDOT500 is a new product and does not contain too much data; mostly it is necessary to fill it from the beginning. BDOT500 contains basically data about all terrain objects not stored in the databases EGiB and GESUT.

An attempt to collect BDOT500 objects was taken in making the map of Daszewice near Poznan. Databases of a part of that site were taken from Poznań District Governor's Office and updated on the base of geodetic survey. Pictures of this ares were collected from the UAV flying 40 m over the ground and 3D model was developed based on three GCPs lying in the central part

of the block. As we noticed in [15] that it was very good example of getting precise and reliable information about components of BDOT500 database. Differences between the map and identified location of selected places do not generally exceed 4-5 cm.

Table 3. Summary of results of measurement terrain objects of DBOT500 geodatabase in the 3D model elaborated from UAV images

Tabela 3. Zestawienie wyników pomiaru szczegółów terenowych gromadzonych w geodezyjnej bazie danych BDOT500 w oparciu o model 3D opracowany ze zdjęć z pokładu UAV

$m_{x\,(CP)}$	$m_{y\,(CP)}$	$\min_{x\,(ICP)}$	$\min_{y\,(ICP)}$	$\max_{x(ICP)}$	$\max_{y(ICP)}$
±0,026 m	±0,029 m	0,008 m	0,006 m	0,044 m	0,047 m

4.2. The inventory of a parish cemetery

One of the modern forms of administration of cemeteries is thematic spatial information system. It includes more or less accurate map of the area of the cemetery and associated database of the buried people. Sometimes this area is imaged on the orthophotomap, and individual graves are documented in the pictures. In order to perform accurate graphic documentation of graveyard in Michorzewo the block of UAV photographs (from 50 m) has been developed. Two attempts were taken to register the graveyard, each of them referred to separately declared GCPs (marked or identified). Their position was measured by GPS/RTN with a typical accuracy $\pm 0{,}03m$. The accuracy of spatial elaboration of images was performed by comparing the results of both studies. In comparison 20 clearly identifiable points, we obtained accuracy described by mean squared error $RMSE = \pm 0{,}055m$.

4.3. The inventory of the Botanical Garden

Botanical Garden in Poznań covers the area of dozens of acres, and its individual parts are living illustration of fauna growing at different vegetation zones. To ensure adequate conditions of plant growth in combination with aesthetic effects, in particular fragments of a garden much varied shape is made. For this reason, the photogrammetric development from the low altitude seems to be one of the most effective methods of inventory of objects making the structure of the garden. Some part of the garden had been measured twice – once in the final phase of winter hibernation, the second one in the Spring, during the growth of the earliest species of plants. In each case, reference was made to the same six ground control points (GCP) and was inspected in 10 independent check points (ICP), all measured using GNSS/RTN satellite technique. Images on Fig. 3 shows respectively:

a) the area after elaboration, with control points and check points,
b) differences in fitting orthoimages in four natural details used as ICP-s.

It was reached similar accuracy parameters, as in the case of cemetery in Michorzewo. For special attention deserves the visual effect of the resulting studies, mainly for the case of the spring. The figure 4 shows the composition of orthophotomap created by the juxtaposition of two pieces of the same area, but taken at different stages of plant growth. The attention attracts a surprisingly large compliance in the continuity of the composite image from two independent elaborations.

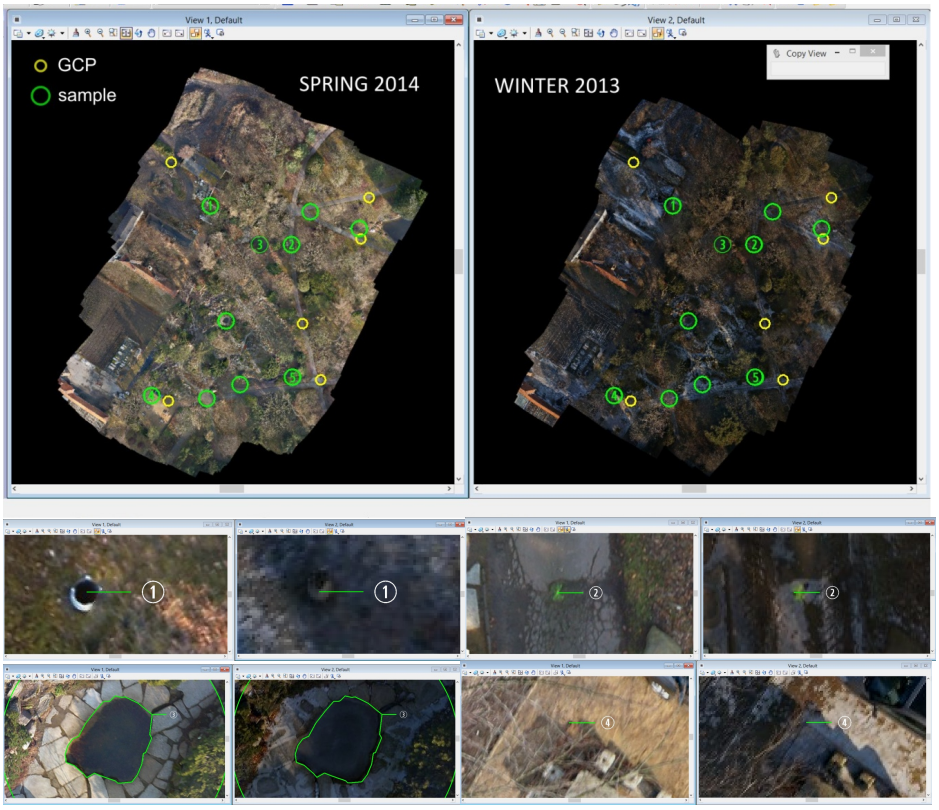


Fig. 3. Details of elaboration of a part of Botanical Garden in Poznan: (top) the range and final orthophotomap from two sessions, (down) differences between projections at several ICP-s
Rys. 3. Szczegóły opracowania części Ogrodu Botanicznego w Poznaniu: (góra) zakres i końcowa ortofotomapa z dwóch sesji oraz (dół) różnice między odwzorowaniami kilku punktów



Fig. 4. Comparison (view) of independent elaboration of orthophotomap from two sessions

Rys. 4. Porównanie (widok) niezależnego opracowania ortofotomapy z dwóch sesji pomiarowych

5. Conclusions and future works

UAS are tested and implemented by an increasing number of geodesic companies [2] and national mapping agencies [7]. It is recognized, however, at this stage of technology they do not meet expected requirements, mainly from the point of view of their service, but they can be used as a valuable addition to the other techniques [7]. The work undertaken at Poznan University of Technology [15] shows that this technique has several advantages that go beyond the capabilities of a typical measurement for map production. They can therefore be used in measuring small objects (safely in areas up to 400×400 m). The technology described in this publication, as well as wide range of its applications, shows that photogrammetry based on non-metric images from UAVs can be successfully used in inventory measurements. However, the technique has also its drawbacks, among other area restrictions (must be visible by the drone operator) and the potential risk to people and property in the event of failure of the drone. This aspect of the studies requires special attention and needs to develop methods, maybe some terms of legislation, to ensure the safe photographic registration of measured area.

Subsequently, the surveying team at Poznan University of Technology plan to improve the quality of studies by: (a) implementation of the principles of flight safety, (b) the development own techniques to elaborate photos.

Bibliography

[1] Bachmann F., Herbst R., Gebbers R., Hafner V.V.: Micro UAV based georeferenced orthophoto generation in VIS + NIR for precision agriculture. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 11-16.

[2] Barry P., Coakley R.: Field accuracy test of RPAS photogrammetry. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 27-31.

[3] Bäumker M., Przybilla H.-J., Zurhorst A.: Enhancements in UAV flight control and sensor orientation. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 33-38.

[4] Bender D., Schikora M., Sturm J., Cremers D.: A graph based bundle adjustment for INS-camera calibration. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 39-44.

[5] Buettner A., Roeser H.P.: Hyperspectral remote sensing with the UAS "Stuttgarter Adler" – challenges, experiences and first results. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 61-65.

[6] Chabok M.: Eliminating and modelling non-metric camera sensor distortions caused by sidewise and forward motion of the UAV. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 73-79.

[7] Cramer M., Bovet S., Gültlinger M., Honkavaara E., McGill A., Rijsdijk M., Tabor M., Tournadre V.: On the use of RPAS in national mapping – the EuroSDR point of view. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 93-99.

[8] Eling C., Klingbeil L., Wieland M., Kuhlmann H.: A precise position and attitude determination system for lightweight unmanned aerial vehicles. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 113-118.

[9] Fallavollita P., Balsi M., Esposito S., Melis M. G., Milanese M., Zappino L.: UAS for archaeology – new perspectives on aerial documentation. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 131-135.

[10] Greiwe A., Gehrke R., Spreckels V., Schlienkamp A.: Aspects of DEM generation from UAS imagery. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 163-167.

[11] Grenzdörffer G.J.: UAS-based automatic bird count of a common gull colony. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 169-174.

[12] Gruen A., Huang X., Qin R., Du T., Fang W., Boavida J., Oliveira A.: Joint processing of UAV imagery and terrestrial mobile mapping system data for very high resolution city modeling. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 175-182.

[13] Holz D., Nieuwenhuisen M., Droeschel D., Schreiber M., Behnke S.: Towards multimodal omnidirectional obstacle detection for autonomous unmanned aerial vehicles. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 201-206.

[14] Küng O., Strecha C., Beyeler A., Zufferey J-C., Floreano D., Fua P., Gervaix F., 2011, The accuracy of automatic photogrammetric techniques on ultra-light UAV imagery. Int. Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Vol. XXXVIII-1/C22.

[15] Plichta A., Wyczałek I., Wyczałek M., Mapy do celów projektowych w świetle nowych uwarunkowań prawnych oraz technicznych tworzenia mapy zasadniczej, „Geodezyjne systemy pomiarowe dla budownictwa", Wyd. PW, Warszawa 2014.

[16] Novadem, 2013: http://www.novadem.com/Produits_NX110m-en.html (available 30.12.2013).

[17] Ruiz J.J., Diaz-Mas L., Perez F., Viguria A.: Evaluating the accuracy of DEM generation algorithms from UAV imagery. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 333-337.

[18] Ruzgiene B., Aksamitauskas C.: The use of UAV systems for mapping of built-up area. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 349-353.

[19] Schneider J., Läbe T., Förstner W.: Incremental real-time bundle adjustment for multi-camera systems with points at infinity. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 355-360.

[20] Sieberth T., Wackrow R., Chandler J.H.: Automatic isolation of blurred images from UAV image sequences. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 361-366.

[21] Tsai M.L., Chiang K.W., Lo C.F., Ch C.H.: The performance analysis of a UAV based mobile mapping system platform. ISPRS Archives, Vol. XL-1/W2, Ed.: G. Grenzdörffer and R. Bill, 2013, 407-411.

POMIARY INWENTARYZACYJNE W OPARCIU O NIEMETRYCZNE ZDJĘCIA LOTNICZE Z POKŁADU BEZZAŁOGOWEGO POJAZDU LATAJĄCEGO (UAV)

S t r e s z c z e n i e

Do zadań geodezji wynikających z zapisów prawa budowlanego należy między innymi sprawne wykonanie inwentaryzacji nowopowstających obiektów, wymagające niekiedy pomiaru w trudnych warunkach terenowych (błoto, wykopy, przemieszczane masy ziemne, praca na znacznej wysokości) i podczas realizacji prac budowlanych. Pomiary inwentaryzacyjne służą przede wszystkim do aktualizacji niektórych baz danych zasilających mapę zasadniczą, wspomagają inne bazy danych tematycznych, ale mają też cel ewidencyjno-kontrolny odnośnie do wykonanych prac ziemnych lub postępu robót budowlanych.

Pomiary terenowe wykonuje się zwykle metodą tachimetryczną lub satelitarną GNSS w taki sposób, aby osiągnąć dokładności spełniające standardy robót geodezyjnych. Dopuszcza się też zastosowanie innych metod pomiarowych zapewniających uzyskanie wymaganych dokładności. Technika fotogrametryczna jest jedną z takich metod. Mimo znacznych możliwości dokładnościowych i wielu innych zalet (całościowa rejestracja i archiwizacja stanu obiektu), nie znalazła ona jednak stałego miejsca w szczegółowych pomiarach terenowych. Rewolucyjne zmiany w tej dziedzinie nastąpiły wraz z rozwojem niewielkich, bezzałogowych obiektów latających (UAV), które mogą przenosić na pokładzie kamerę (aparat) lub inny sensor i docierać w miejsca trudne do dostępu przez człowieka. Opracowaniu zdjęć uzyskanych tym sposobem służy coraz bardziej rozwinięte oprogramowanie komputerowe.

Niniejsza praca ma na celu przybliżenie przyjętej metody pomiarowo-obliczeniowej z użyciem zdjęć z heksakoptera (6-wirnikowego drona), omówienie wykonanych testów dokładnościowych i przedstawienie wyników opracowania kilku wybranych obiektów terenowych. W efekcie przeprowadzonych badań stwierdzono, że uzyskane wyniki w powiązaniu z możliwością dotarcia do niedostępnych miejsc i bezinwazyjnego pomiaru pozwalają uznać tę metodę jako realną alternatywę dla bezpośrednich metod pomiaru inwentaryzacyjnego.

Słowa kluczowe: kartografia lotnicza, fotogrametria, bazy danych geodezyjnych

Przesłano do redakcji:30.05.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.170

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 499-508

Martina ZELENAKOVA[1]
Vlasta ONDREJKA HARBULAKOVA[2]
Marek KOVAC[3]

ENVIRONMENTAL IMPACT ASSESSMENT OF ANDREJOVSKY STREAM REGULATION

Floods threaten the lives and health of the population, cultural heritage, the environment, cause damage of the property and limit economic activity. It is hard to avoid them, but the degree of flood risk can be estimated and effective measures to mitigate their adverse consequences should be done. Flood risk management includes structural and non-structural measures. Mainly structural measures reduce flood risk by constructed of these objects have usually serious impact on the environment, mainly in the process of their construction. The proposal of flood protection objects is the subject of environmental impact assessment process in the Slovak Republic. The Directives on Environmental Assessment aim to provide a high level of protection of the environment and to contribute to the integration of environmental considerations into the preparation of projects, plans and programmes with a view to reduce their environmental impact. In the paper is mentioned how the water structures with flood protection function affect the environment in negative as well as in positive way. Environmental impact assessment of Andrejovsky stream regulation in the village Andrejova in eastern Slovakia is the core of the paper. From the presented evaluation of the assessment of potential impact of Andrejovsky stream regulation is obvious that stream regulation it better solution for the inhabitants as well as for the environment in village Andrejova.

Keywords: environmental impact assessment, stream regulation, Andrejovsky stream

[1] Author for correspondence: Martina Zelenakova, Technical University of Kosice, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, martina.zelenakova@tuke.sk

[2] Vlasta Ondrejka Harbulakova, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421 55 602 4269, vlasta.harbulakova@tuke.sk

[3] Marek Kovac, Technical University of Kosice, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421 55 602 4269,

1. Introduction

The objective of the paper is to assess environmental impacts of activities in water management, exactly flood mitigation measures with goal to select the best option for the permission process. One of the objectives of the environmental impact assessment is to establish whether the activity will improve the environment compared to the zero alternative.

Importance of on environment impact assessment is to detect the potential risks associated with construction and operation of specific structures in the particular locality before starting their construction or usage [1].

After the more detailed review and evaluation of the possible positive or negative impacts of constructions on the environment the mitigation measures that ensure the protection of the environment in conjunction with the development of society may be adopted.

Floods are the most frequent natural disaster worldwide and a major natural hazard in Europe in terms of social and economic impacts. In the last 15 years, Europe has suffered over 100 major damaging floods which have caused more than 1,000 casualties, affected more than 3.4 million people, about half a million of whom have been displaced, and at least € 25 billion in insured economic losses. Additionally, floods also cause important environmental impacts since they seriously affect the quality of water bodies and can mobilize large amounts of sediments and pollutants [1].

The aim of this paper is to analyze and evaluate the environmental impacts of proposed activities in water management – water stream regulation in village Andrejova, eastern Slovakia [3].

If the purpose of water stream regulation is also flood protection function its impact on the environment has to be assessed according to legislative. According Annex no. 8 to the Act No. 24/2006 Coll. (The National Council of the Slovak Republic) flood protection objects are included in list of proposed activities which are subject to the EIA in field no 10 water management, whose departmental authority is Ministry of Environment of the Slovak Republic.

2. Material and Methods

2.1. Study area

Andrejova village is located in the north-east of Slovakia in Presov region in Bardejov district (Fig. 1). Andrejovsky stream flows through the village, which in the past as well as these times causes damages due to floods at the time of high water levels. Stream during the flood situation threats human properties, lives and it also causes a lot of environmental damages.

The aim of the proposed flood mitigation measure at Andrejovsky stream in the village Andrejova is to achieve the necessary protection of endangered

areas by flood water, reduce flood damage and improve drainage conditions in the catchment area of Andrejovsky stream.

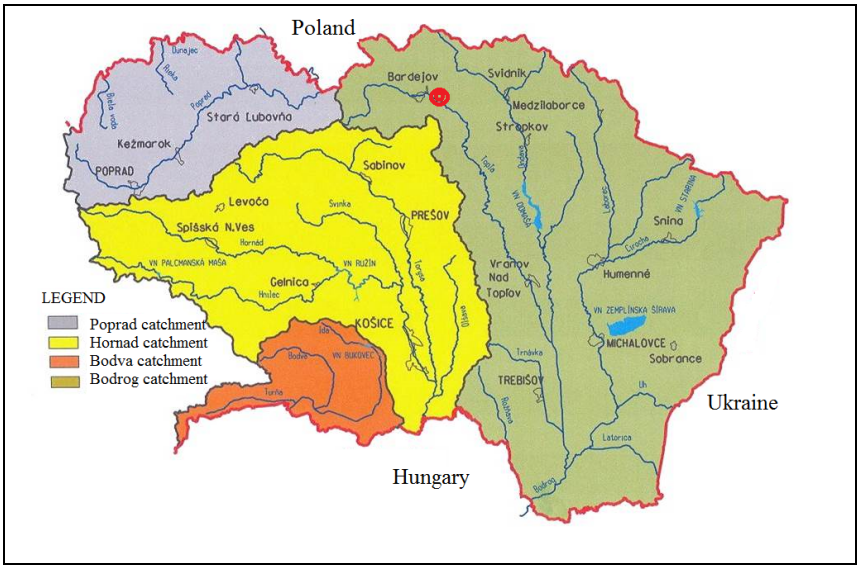


Fig. 1. Andrejova village and its surroundings

Rys. 1. Miejscowość Andrejova I jej okolica

2.2. Technical solution

The purpose of the flood mitigation measure is to propose dam construction on Andrejovsky stream in Andrejova village.

Water stream regulation of Andrejovsky creek was chosen as an alternative of object of flood protection. The regulated part of the creek is located within the boundaries of the village Andrejova. The proposed alignment follows the former river bed and is adapted to local needs in maximum rate. The purpose of the structure is to minimize the risk of flooding in the urban village. The catchment area covers an area of 58 km^2. The highest point of the regulated section is in the altitude of 302.5 m asl and the lowest 298.6 m asl. Maximum discharge Q_{max} is 112 m^3/s, average discharge Q_{av} = 0.51 m^3/s and minimum discharge Q_{min} = 0.01 m^3/s. The technical solution includes a description of stream alignment, longitudinal profile, cross section and fortifications of riverbed.

✓ Stream alignment

The length of water stream regulation is 352 m. Stream alignment respect all requirements of national standards. Design includes five meanders cut by stright lines. The stream alignment follow the current river bed of the stream.

✓ Longitudinal profile

Longitudinal inclination has been proposed with respect on height conditions and spatial possibilities. The existing average longitudinal inclination in the regulated part is 11.1 ‰. Based on former situation three inclinations were designed in the studied part of stream: rkm 0.000 to 0.178 i = 6 ‰, 0.178 to 0.325 rkm i = 9 ‰, and from 0.325 to 0.352 rkm i = 18 ‰. On the route 7 stabilization grades have been proposed.

✓ Cross section

Parameters of cross section based on the design discharges Q_{100}=Q_{max}, longitudinal inclination and hydrodynamic calculation. Throughout the whole stream regulation (rkm 0.000 to rkm 0.352) open trapezoidal profile (Fig. 2), bottom width b=3.44 m, slope of 1:1.5 and a depth of 3.95 m has been designed. At the time of maximum discharge the water level reaches the maximum height 3.45m.

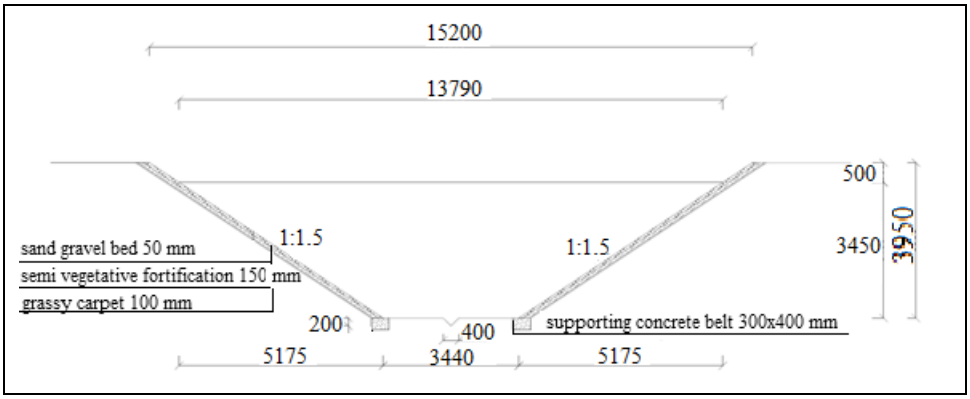


Fig. 2. Cross section

Rys. 2. Przekrój poprzeczny strumienia

✓ Stream bank fortification

The fortification is designed for Q_{100} discharge based on hydrodynamic calculation taking into account the circumstances in stream alignment. The bottom is in former, sand-gravel with the roughness n = 0.025 in good condition. On the heels of a bottom prefabricated basement (300x450 mm), placed on gravel of thickness 100 mm. Fortification slopes was entirely designed semi-vegetative blocks with (roughness n = 0.033) on the substrate of gravel of thickness 50 mm.

3. Results and Discussion

Potential impacts of the Andrejovsky water stream regulation on the environment are identified and briefly described in this chapter. These impacts on the environment are assessed in accordance with the Law 24/2006 Coll. On the environmental impacts assessment (Law 24/2006, 2006).

3.1. Impact on inhabitants

The population will be potentially affected by noise, by dustiness from mechanisms during the construction and by increased intensity of freight transportation during the construction. These impacts will be temporary and should not lead to significant disturbances of residential environment. The construction will have a positive impact on the population as the main purpose – flood protection of the urban area will be ensured.

3.2. Impact on rock reserves, mineral resources, geodynamic phenomena and geomorphological conditions

Building operation on Andrejovsky creek will lead to a minimum of interference to the rock during construction. Mineral resources will not be affected.

3.3. Impact on climatic conditions

Water stream regulation of Andrejovky creek has no potential risk in microclimate changes.

3.4. Impact on atmosphere

No significant effects on the atmosphere are expected. Potential disturbances may arise during building operations, eg. increasing dustiness depending on climatic conditions. Noise and exhaust emissions will affect only a small area around the construction site and the access road. These impacts are temporary and will disappear after the construction.

3.5. Impact on aquatic conditions

No new water surface will be created so any changes in surface and ground water levels are expected. Exception is only during the flood situation when the river bed has to drainage flood discharges and eliminate of flooding the surroundings.

3.6. Impact on aquatic soil

The proposed regulation of the stream in some places deviates from its original river bed with respect the morphology of the territory, the existing property-state and hydrodynamic calculation. There will be new permanent oc-

cupation of the land but because the former channel is filled up, so the total area of occupation and the newly formed land areas remains unchanged.

3.7. Impact on fauna a flora

Because of realization of construction termination respectively decreasing of the incidence of certain types of animals living in the surroundings. It is mainly on small mammals, wild animals and birds. On the contrary the creation of water surface brings possibilities to appearance of new habitats (both terrestrial and aquatic). In the immediate surroundings of the construction site a minimal trees excavation to obtain manipulation areas is expected.

3.8. Impact on the landscape - the structure and land use, landscape character

Andrejovsky creek regulation has no change in the structure of the country or only a little change will be significant in nature, respectively. The area of interest is located within the boundaries of the Andrejova village on lands of permanent grassland, water bodies and other areas. Due to the character of construction there will be excavation of accompanying trees and shrubs. Water stream regulation will have a significant impact on the aesthetics condition of the area. Water surface will be a positive aesthetic element in the area.

3.9. Impact on the protected areas and zone of protection

There are no protected areas in the locality of interest, so there will be no impact on these kinds of areas and zones.

3.10. Impact on the territorial system of ecological stability

Water stream regulation may temporarily negatively affect the function of local bio-corridor Andrejovsky stream.

3.11. Impact on the urban complex and land use

Study area is not interesting in the aspect of tourism. Regulation of the stream is located in a place where no land management carried out and therefore no impact on agricultural production is assessed.

3.12. Impact on cultural and historical monuments

The structure will have no impact on the cultural and historical monuments in the area.

3.13. Impact on archaeological sites

There are no archaeological sites in the study area.

In Tab. 1 are selected potential impacts on environment of the water stream regulation that are assessed according to verbal numeric scale, where +5 is the most positive impact and -5 the most negative impact.

Table 1. Assessment of potential impact of Andrejovsky stream regulation

Tabela 1. Ocena potencjalnego wpływu regulacji strumienia Andrejovskiego

Types of impact	Assessment	Zero Alternative
Impact on inhabitants		
Quality of residential environment	+4	-3
Effect on landscape scenery	+3	-3
Job opportunities	+1	0
Noise	-1	0
Emission	-1	-1
Vibration	-1	0
Effect on economic activity	0	0
Risk of transport collision	-1	0
Impact on rock reserves, mineral resources, geodynamic phenomena and geomorphological conditions		
Impact on raw material deposit	0	0
Disturbance of geology environment	-1	-1
Contamination of geology environment	-1	0
Impact on climatic condition		
Macroclimatic changes	0	0
Microclimatic changes	0	0
Impact on air		
Impact on air quality – pollutants	-1	0
Dustiness	-1	0
Impact on aquatic environment		
Impact on surface water quality	0	-1
Impact on regime of surface water	+3	-2
Impact on groundwater water quality	0	0
Impact on regime of groundwater	-1	0
Impact on soil		
Soil occupation	-1	0
Mechanical degradation and contamination of soil	-1	0
Soil erosion	+3	-2
Impact on fauna and flora		
Extraction and planting of trees and shrubs vegetation	-2	0

Impact on valuable biotopes	0	+1
Impact on aquatic animals migration	-1	0
Impact on protected species of vegetation	0	0
Impact on protected species of animals	0	0
Impact on protected trees	0	0
Impact on landscape – structure and using of land, land character		
Impact on landscape aesthetic	+3	-2
Impact on protected areas and zone of protection		
Impact on protected bird area	0	0
Impact on protected area Natura 2000	0	0
Impact on protected areas of water management	0	0
Impact on protected zones of natural sources of mineral and thermal water	0	0
Impacts on the territorial system of ecological stability (TSES)		
Impact on local TSES	+1	+1
Impact on regional TSES	0	0
Impact on supraregional TSES	0	0
Impacts on the urban complex and land use		
Restriction or development of industrial production	0	0
Intervention to industrial areas	0	0
Recreation and tourisms	+2	0
Sports and recreation areas	0	0
Impact on agricultural production	0	0
Intervention to agricultural area	0	0
Contamination of agricultural soils	0	0
Forest land occupation	0	0
Impact on protected zones of water sources	0	0
Impact on waste management	0	0
Wastes formation	-1	0
Loading of local communications	-1	0
Traffic restriction affected by construction	-1	0
Impact on engineering networks	-1	0
Impact on cultural and historical monuments		
Impact on cultural monuments, architecture and settlements	0	0
Impact on archaeological site		
Impact on archaeological sites	0	0

The result from the environmental impact assessment is +2 for the proposed activity of flood protection – water stream regulation in village Andrejova while the current state of the stream and its impacts for the environment was assessed for -13. The environmental impact assessment of the Andrejovsky stream regulation shows that the most serious negative impact on the environment will be extraction of the tree and devastation of shrub vegetation along the stream as well as in other locations necessary for the storage of materials and in manipulation areas. The most significant positive impact on the environment will be the flood protection as well as improvement of the environment for residents and mitigate the devastation of surrounding landscape.

4. Conclusion

EIA is a necessary step during the early planning stages of flood protection object in order to gain clear insights of the structures' probable impacts with respect to the different components of the total environment. The purpose of the environmental impact assessment is to identify, describe and evaluate how the construction will affect the environment, either positive or negative aspect. If the potential negative effects are known, it is possible to prevent, or eliminate them entirely. Assessment is an effective process, which should be used for prevent the pollution and environmental degradation and to sustain appropriate conditions for the living organisms existence, including humans.

Floods threat the lives and health of the population and caused damage for property and environment. The most effective and cheapest way of flood protection is to create the necessary area for flow. Water stream regulation means creation of area for safe flow. This paper evaluates the impacts of stream regulation for environment. From the evaluation presented in Table 1 assessment of potential impact of Andrejovsky stream regulation is obvious that stream regulation it better solution for the inhabitants as well as for the environment in village Andrejova.

Acknowledgement

This paper was written thanks to support from project VEGA 1/0609/14.

Bibliography

[1] Papa, M. N., Torres, D. S. Proceedings of the international workshop on Flash Flood and Debris Flow risk management in Mediterranean areas. University of Salerno Italy, 2012.

[2] Zeleňáková, M., Gałaś, S., Zvijáková, L., Šlezingr, M. Calculation of Risk Posed by Flood Protection Measures as Part of the Environmental Impact Assessment Process. In Polish Journal of Environmental Studies. vol. 21, no. 5A, 2012. p. 459-463. ISSN 1230-1485, 2012.

[3] Zvijáková L., Zeleňáková M., Purcz P. 2014. Evaluation of environmental impact assessment effectiveness in Slovakia. Impact Assessment and Project Appraisal 2014;32(2):150-161, 2014.

ENVIRONMENTAL IMPACT ASSESSMENT OF ANDREJOVSKY STREAM REGULATION

S t r e s z c z e n i e

Powodzie zagrażają życiu i zdrowiu ludności, dziedzictwu kulturowemu, środowisku, powodują uszkodzenia własności i ograniczają działalność gospodarczą. Są one trudne do uniknięcia, ale stopień ryzyka powodzi może być oszacowany i powinien być skutecznie zmierzony w celu minimalizować ich niepożądane konsekwencje. Zarządzanie ryzykiem powodzi obejmuje środki konstrukcyjne i niekonstrukcyjne. Środki konstrukcyjne redukują ryzyko powodzi przez budowę obiektów mających zazwyczaj poważny wpływ na środowisko naturalne, głównie w procesie ich wznoszenia. Propozycja ochrony obiektów przed powodzią jest tematem procesu środowiskowej oceny oddziaływania w Słowacji. Dyrektywy odnośnie Oddziaływań Środowiskowego mają na celu zapewnienie wysokiego poziomu ochrony środowiska i przyczyniają się do integracji środowiskowych rozważań podczas przygotowania projektów, planów i programów mając na uwadze redukcję ich oddziaływań na środowisko. W artykule wspomniano jak budowle wodne z funkcją ochrony przed powodzią wpływają na środowisko w sposób negatywny jak i pozytywny. Głównym zagadnieniem opracowania jest ocena wpływu środowiskowego regulacji Andrejovsky`ego strumienia w miejscowej Andrejova we wschodniej Słowacji. Przedstawione oszacowania potencjalnego wpływu regulacji Andrejovsky`ego strumienia wskazuje, że te prace są dobrym rozwiązaniem dla mieszkańców jak również dla środowiska w miejscowej Andrejova.

Słowa kluczowe: ocena oddziaływania na środowisko, regulacja strumienia, Andrejovsky strumień

Przesłano do redakcji:8.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.171

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 509-515

Vasyl ZHELYKH[1]
Olena SAVCHENKO[2]
Vadym MATUSEVYCH[3]

THE APPLICATION FEATURES GEOTHERMAL VENTILATION OF THE PASSIVE HOUSE IN THE COLD SEASON

To maintain permissible parameters in a passive house must be installed mechanical ventilation system. To previous preheat outside air for ventilation system is advisable to use low potential energy of the Earth. Currently, the implementation using ground-air heat exchanger requires extensive parametric studies, development and implementation of engineering calculation methods, a comprehensive study of the possibilities of effective exploitation. Technical prerequisites of use ground-air heat exchanger of geothermal ventilation and the results of analytical studies determining the temperature of the soil at different depths during the year are shown in the article. The graphical dependences of soil temperature during cold season for different values of depths of the heat exchanger laying are obtained. According to the research the recommended depth of laying of ground-air heat exchangers for Lviv was determined.

Keywords: passive house, ground-air heat exchanger, depth of laying, soil temperature, cold season

1. Introduction

The concept of passive building emerged based on numerous scientific and technical research concerning energy-saving technologies and modern level requirements for the use of energy resources. Passive house is a building standard. It is example energy saving in building industry.

[1] Author for correspondence: Vasyl Zhelykh, National University "Lviv Polytechnic", Institute of Building and Environmental Engineering, 79013, Lviv - 13, St. Bandery street, 12, +380322582705, v_zhelykh@msn.com

[2] Olena Savchenko, Lviv Polytechnic National University, Institute of Building and Environmental Engineering, 79013, Lviv - 13, St. Bandery street, 12, +380508681814, o.savchenko@i.ua

[3] Vadym Matusevych, REHAU LLC, 79034, Lviv-34, Luhanska str., 18, +380504367825, vadymm2004@ukr.net

The maintaining of permissible parameters of microclimate indoors using mechanical ventilation is one of the main requirements in the design of passive houses. Total primary energy consumption of passive house (primary energy for heating, ventilation, hot water and electricity) must not be more than 120 kWh/m² per year. The building must be designed to have an annual heating demand as calculated with the condition of not more than 15 kWh/m² per year in heating [2]. The fan which provides air movement in the ventilation system and air heater are consumers of energy in the ventilation system.

Air heaters are used to heat the outside air in the cold season before entering it into the rooms. As the heaters are used various types of heat exchangers, water, electrical, etc. They use thermal or electrical energy. For primary energy savings in the ventilation systems of passive houses is recommended to use recuperator. They allow heat supply air due to the heat extract air. Currently, there are ways to preheat outside air due to low potential energy of the soil.

2. Purpose of work

Defining preconditions and technical possibilities of using of low potential energy soil for the first heating outside air of ventilation system passive house in the cold season.

3. Analysis of existing studies

The soil surface layers of the Earth are a natural heat accumulator. The main source of heat that enters the soil is solar radiation. The soil temperature depends on seasonal changes of oscillation in ambient temperature too. The thermal conductivity that is caused by the difference of temperatures different soil layers, and heat capacity of the soil affect the heat transfer between the soil surface and it's deep layers. Thermal diffusivity of soil a characterizes the rate of change of temperature due to absorption or return of heat. It depends on ratio solid, liquid and gaseous components, textural and structural characteristics ratio of soil and its moisture. Thermal diffusivity, m^2/s, determined by the formula:

$$a = \frac{\lambda}{\rho \cdot C}, \tag{1}$$

where: λ - coefficient of thermal conductivity of the soil, W/(m·K),

ρ - density of soil, kg/m^3,

C - specific heat of the soil, kJ/(kg·K).

The value of thermal conductivity, density and specific heat of certain types of soils is given in Table 1 [4, 5]. Daily temperature oscillations in the soil are distributed to a depth of to 1m, and seasonal variations - 10 m. The soil at depths below 10 m is almost not exposed to seasonal temperature oscillations. Penetration of solar radiation to the deep layers of soil carried out with lateness. Thus, the daily extreme for each 10 cm depth is delayed by 2.5 - 3.5 hours.

The annual maximum and minimum are delaying 20 - 30 days for every 1 m depth [3]. Thus, at a depth of 4 meters from the surface layers the temperature potential of soil in the cold season is much higher than the outside air, and the warm season - much lower.

Table 1. The thermal conductivity, density and specific heat of certain of soils

Tabela 1. Przewodność cieplna, gęstość i ciepło właściwe niektórych gruntów

The types of soils	ρ, [kg/m^3]	C, [kJ/(kg·K)]	λ, [W/(m·K)]
Alumina	2300-2400	0.88	2.33
Limestone	2650	0.92	1.70
Dry sand	1500	0.80	0.33
Sand with humidity of 10 %	1500	0.80	0.97
Sand with humidity of 20 %	1500	0.80	1.33
Sandy ground	1500-2000	1.10-3.32	1.16
Moist soil	1900-2000	2.0	
Soil dry	1400-1600	0.84	0.40
Soil compacted	1600-2000	1.0-3.0	1.05

This temperature potential of the soil surface layers currently used to produce thermal energy for heating and ventilation systems. The transmission of heat from the soil to the coolant carried in ground-air heat exchangers. The pipe of heat exchanger made of a material that has a high coefficient of thermal conductivity for ensure highly effective heat transmission from soil to coolant. The special coating is applied on the internal surface of the pipeline to eliminate the possibility of the formation of bacteria.

1 – air intake unit,
2 - horizontal ground-air heat exchangers,
3 - recuperator,
4 – supply air,
5 – extract air,
6 - air air extract unit

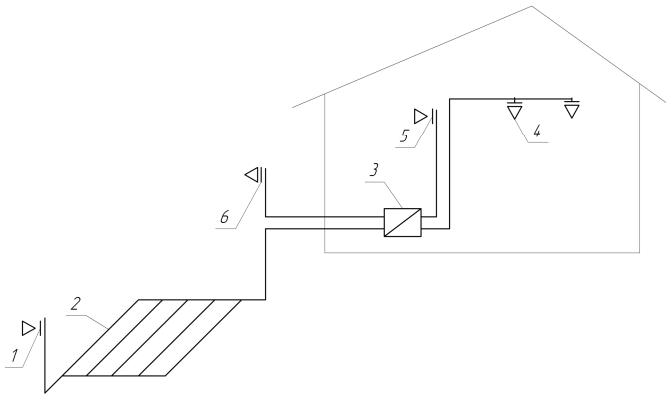


Fig. 1. Schematic diagram of the geothermal ventilation

Rys. 1. Schemat ideowy wentylacji geotermalnej

In ventilation systems low potential energy of soil is used for the first heating outside air in the cold season. Cold outside air is moved in soil heat exchangers and is heated through the wall of the heat exchanger whose temperature is equal

to temperature of the soil. The second heating of outside air in ventilation systems in passive house occurs in heat recuperators. Therefore, the temperature at the exit of ground-air heat exchanger should be more than the freezing temperature of heat recuperator. For peak heating ventilation supply air should use of additional heating devices (heat pumps, electric heaters, etc.). Scheme of geothermal ventilation passive house is shown in Figure 1.

4. Analytical studies

Options for placement of ground-air heat exchangers, soil temperature and depth of the placement of heat exchangers are the main technical prerequisites for using ground heat exchangers in the ventilation systems of passive houses.

According to [2], currently there are two types of placement of ground-air heat exchangers (Figure 2): Domestic loop layout or Tichelmann pipe layout. [1] In the cold season due to low heat transfer soil to provide the desired temperature at the outlet of the heat exchanger should take into account important factors such as length, diameter and number of tubes of ground-air heat exchangers.

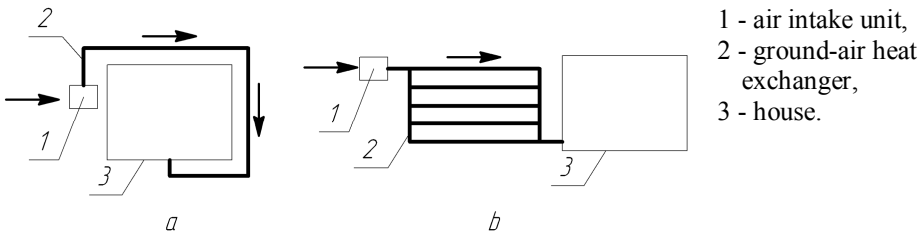


Fig. 2. Options for placement of horizontal ground-air heat exchangers of geothermal ventilation. a) – Domestic loop layout, b) – Tichelmann pipe layout.

Rys. 2. Możliwości ustawienia poziomych wymienników ciepła ziemia-powietrze wentylacji geotermalnej. a) - gospodarczy układ pętli, b) - układ rury Tichelmann`a .

For buildings with little air exchange from 120 to 250 m^3/h the Domestic loop layout of ground heat exchangers can maintain the desired temperature [1]. This primarily applies to buildings with volume up to 500 m^3, since according to the passive house concept their multiplicity of air exchange is 0.5 1/h. This statement is based on the famous calculation dependence of air exchange on the multiplicity:

$$L = k \cdot V, \tag{2}$$

where: k – the multiplicity of air exchange, 1/h,
V – volume of the room, m^3.

If there is free plot of soil then should be used Tichelmann pipe layout. Such pipe layout is allowing to increase the temperature at the outlet of the heat

exchanger and thus save primary energy for heating of supply air of ventilation system.

The soil temperature affects the thermal efficiency of soil heat exchanger. This is due to the process of heat exchange between soil and coolant. The temperature can be determined by the formula for the known characteristics of the soil and the depth of layout of ground-air heat exchanger [6]:

$$T_S(h,t) = \overline{T_S} - A \cdot e^{-h\sqrt{\frac{\pi}{365a}}} \cdot cos\left(\frac{2\pi}{365}\left[t - t_o - \frac{h}{2}\sqrt{\frac{365}{\pi \cdot a}}\right]\right), \quad (3)$$

where: x - depth of soil, m;

$\overline{T_S}$ - the annual average surface temperature of the soil taken equal an annual average outdoor air temperature for the selected region, °C;

t - day of the year;

A - annual amplitude fluctuation of the surface temperature of the soil, °C,

a - thermal diffusivity of the soil, m^2/s;

t_o - time lag (in days) from a random initial date of the emergence of the minimum temperature in year.

Using formula (3) for Lviv the temperatures soil at a depth 1.5-5.0 m for the months of the cold season year were determined. Data of these calculations are shown in Figure 3.

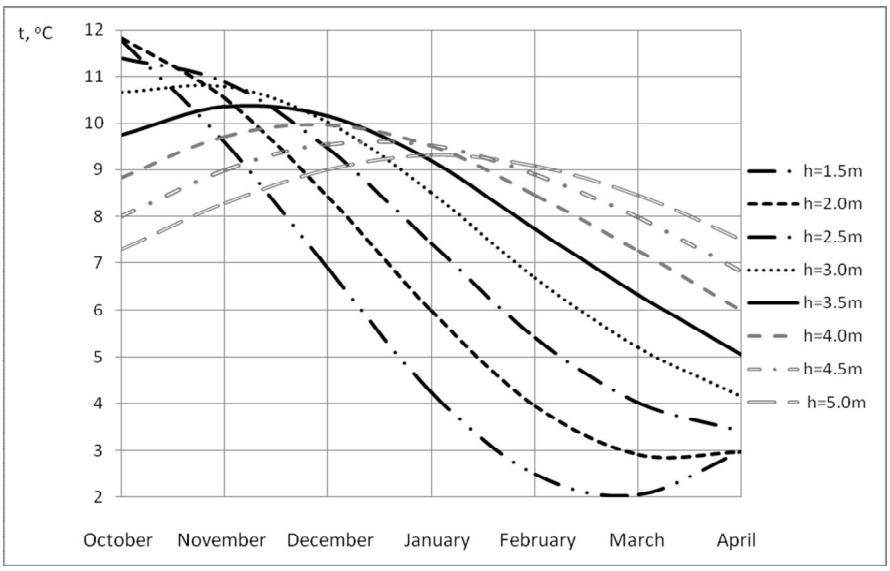


Fig. 3. Temperature variation with depth for cold season of the year for Lviv

Rys. 3. Zmiany temperatury na głębokości w sezonie zimowym roku dla Lwowa

As shown in Figure 3, the maximum soil temperature observed at a depth of 2.0 m for the month of October, and the minimum - at a depth of 1.5 m in March. The biggest change of temperature from the soil depth is in February and is in the range of 2 to 9 °C, and the lowest in November - from 8 to 11 °C. The amplitude of the temperature variations of soil with increasing depth varies from 10 °C at a depth of 1.5 m to 2.5 °C at a depth of 5.0 m. With further increase the depth of laying of the ground-air heat exchanger the soil temperature is not changes, and is 9-10 °C. However, increasing the depth of laying the heat exchanger leads to increase the capital costs of the ventilation system. That is why, depth laying the ground-air heat exchanger is determined from the feasibility calculation of geothermal ventilation.

Thus, with increasing depth laying of heat exchanger the stability work of geothermal ventilation system is provided, because daily oscillations outside air is not influencing by it. This allows efficient use of the heat of the Earth for the first heating of supply air geothermal ventilation in the cold season.

5. Conclusion

The analysis of the data revealed that in January the maximum soil temperature at a depth of 4.5 m, and in February and March - at a depth of 5.0 m. The difference between the values of soil temperature at depths of 4.0-5.0 m in February and March is insignificant. Thus, the technical conditions for the use of ground-air heat exchanger for Lviv was reviewed. The recommended depth of their laying was determined, it is equal to 3.5 m.

Bibliography

[1] AWADUKT thermo ground-air heat exchanger. Renewaible cooling solution for low energy buildings. London, REHAU Ltd, 2012.
[2] Passivhaus Vorprojktierung 2002. PHVP 2002. Energiebilanzverfahren furr die Vorentwurfsplanung von Passivhausern. – Darmstadt: Passiv Haus Institut, 2002. – 42 p
[3] http://geology.lnu.edu.ua/phis_geo/fourman/E-books-FVV/Interactive%20books/ Meteorology/Meteo-climat/Meteo-termics.htm [access: 12 March 2013 r.]
[4] http://www.infrost.ru/tech_info/coefficient [access: 13 March 2013 r.]
[5] http://www.dpva.info/Guide/Guide Physics/GuidePhysicsHeatAndTemperature/ SpecificHeat/SpecificHeatTable/ [access: 13 March 2013 r.]
[6] http://www.intechopen.com/books/energy-conservation/earth-shelters-a-review-of-energy-conservation-properties-in-earth-sheltered-housing [access: 31 October 2012].

STOSOWANIE URZĄDZEŃ WENTYLACJI GEOTERMALNEJ DOMU PASYWNEGO W SEZONIE ZIMOWYM

S t r e s z c z e n i e

Zachowanie wymaganych parametrów domu pasywnego jest możliwe jedynie przy zainstalowaniu mechanicznych systemów wentylacyjnych. Do wstępnego podgrzania zewnętrznego powietrza dla systemu wentylacyjnego, wskazane jest użycie niskiej energii potencjalnej Ziemi. Obecnie, stosowanie wymiennika ciepła ziemia-powietrze wymaga szeroko zakrojonych badań parametrycznych, rozwoju i wprowadzenie inżynierskich metod obliczeniowych, oraz wszechstronnych badań nad możliwościami skutecznego ich wykorzystywania. W artykule zostały przedstawione techniczne warunki wstępnego wykorzystania wymiennika ciepła geotermalnej wentylacji ziemia-powietrze i wyniki badań analitycznych określających temperaturę gleby w ciągu roku przy różnych głębokościach. Określono zależność temperatury gleby podczas sezon zimnego na poziom układania wymiennika ciepła. Na podstawie badań została określona zalecana głębokość układania wymienników ciepła ziemia - powietrze dla miasta Lwowa.

Słowa kluczowe: dom pasywny, wymiennik ciepła ziemia – powietrze, głębokość układania, temperatura gruntu, sezon zimowy

Przesłano do redakcji:8.06.2015
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.172

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015, s. 517-528

Dominika ZIAJA[1]
Bartosz MILLER[2]

DOSTRAJANIE MODELU RAMY Z WYKORZYSTANIEM ALGORYTMÓW GENETYCZNYCH I SIECI NEURONOWYCH

W pracy przedstawiono porównanie wyników dostrajania modelu numerycznego konstrukcji do modelu fizycznego na przykładzie dwupiętrowej ramy. Do dostrajania wykorzystano metodę Trust Region (TR), Algorytmy Genetyczne (AG) i Sztuczne Sieci Neuronowe (SSN). Dostrajanie polegało na identyfikacji sztywności obrotowych węzłów łączących rygle ramy ze słupami oraz słupy z podłożem, w badaniach wykorzystano dane doświadczalne. Analizowano zarówno poprawę odpowiedzi dynamicznej układu na podstawie dopasowania częstotliwości oraz postaci drgań jak i czasochłonność poszczególnych metod.

Słowa kluczowe: monitorowanie stanu konstrukcji (SHM), dostrajanie modelu, algorytmy genetyczne, sieci neuronowe

1. Wprowadzenie

Bezpieczeństwo użytkowania konstrukcji ma obecnie coraz większe znaczenie, niestety związane z tym okresowe przeglądy są kosztowne, a szczegółowa inspekcja wizualna konstrukcji nie zawsze jest możliwa. Inspekcja wizualna może być w pewnych przypadkach uzupełniona lub zastąpiona nieniszczącymi metodami badawczymi (np. pomiar parametrów dynamicznych konstrukcji). Metody nieniszczące dają możliwość ciągłego monitorowania konstrukcji, co z kolei pozwala na szybką reakcję w przypadku wykrycia zmian w monitorowanych parametrach. Idea ta stoi u podstaw dziedziny nazywanej monitorowaniem stanu konstrukcji (SHM) [2, 3].

Zastosowanie systemów monitorujących i analizujących zachowanie konstrukcji w porównaniu z założonym modelem obliczeniowym pozwala

[1] Autor do korespondencji: Dominika Ziaja, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. (0-17)8651618, dziaja@prz.edu.pl

[2] Bartosz Miller, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, tel. (0-17)8651532, bartosz.miller@prz.edu.pl

na wczesne wykrywanie uszkodzeń konstrukcji, dzięki czemu można unikać poważnych awarii oraz redukować koszty ewentualnych napraw jak i zwiększyć bezpieczeństwo użytkowania obiektu.

Informacje o uszkodzeniu konstrukcji można uzyskać z analizy zmiany różnych parametrów układu traktowanego jako całość lub opisujących poszczególne elementy konstrukcji. Jedną z możliwości jest wykorzystanie analizy dynamicznej polegającej na wyznaczeniu częstotliwości i odpowiadających im postaci drgań własnych i tę metodę wykorzystano w przedstawionych w artykule badaniach.

Wymaga to zbudowania modelu badanej konstrukcji, który będzie w możliwie najlepszym stopniu opisywał pracę rzeczywistej konstrukcji. Podczas budowy modelu numerycznego przyjmuje się cały szereg założeń związanych m.in. z idealizacją warunków brzegowych, przyjmuje się uproszone modele materiałowe, nie uwzględnia się występujących w konstrukcji rzeczywistej imperfekcji geometrycznych, wykorzystuje się uproszczone modele tłumienia lub zupełnie pomija się wpływ tłumienia. Wraz z błędami związanymi z zastosowaną metodą obliczeniową powoduje to pojawienie się rozbieżności pomiędzy wynikami obliczeń numerycznych a wynikami pomiarów wykonywanych na konstrukcji rzeczywistej.

Do modelu numerycznego można wprowadzać zmiany i modyfikacje w celu minimalizacji tych rozbieżności, dopasowanie modelu numerycznego do modelu fizycznego można wykonać przy użyciu różnych metod, celem pracy jest porównanie skuteczności trzech metod dostrajania modelu (Trust Region: TR, Algorytmy Genetyczne [5]: AG, Sztuczne Sieci Neuronowe [4]: SSN) na przykładzie identyfikacji sztywności obrotowej węzłów dwupiętrowej ramy portalowej.

2. Opis modelu

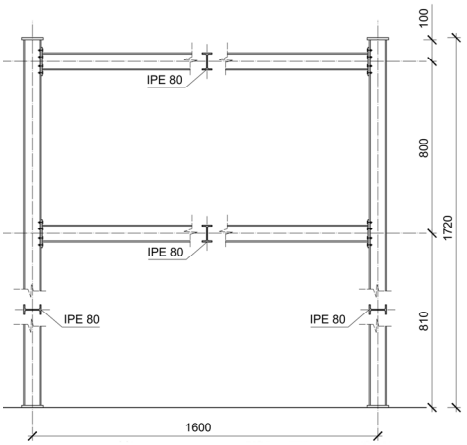
Na potrzeby omawianego zadania został zbudowany model fizyczny dwukondygnacyjnej ramy portalowej (patrz Rys. 1). Ramę wykonano z kształtownika IPE80, wszystkie połączenia rygiel-słup zostały wykonane jako doczołowe z czterema rzędami śrub M8 klasy 8.8 (Rys. 2).

Drgania wzbudzano przy pomocy wzbudnika firmy The Modal Shop, Inc. Model 2100E11, zamocowanego na dodatkowej konstrukcji wsporczej i tak połączonego z konstrukcją, aby kierunek wymuszenia leżał w płaszczyźnie ramy. Zastosowano wymuszenie białym szumem generowanym przez pakiet LMS TestLab w zakresie 0-256Hz. Podczas pomiaru rejestrowano przyspieszenia w płaszczyźnie ramy w 12 punktach przy pomocy jednoosiowych czujników PCB Piezotronics, Inc. Model 352C03 oraz siłę wymuszającą przy pomocy czujnika PCB Piezotronics, Inc. Model 208C03 (patrz Rys. 3). Dane były zbierane przy pomocy analizatora LMS SCADAS Mobile. Amplituda zarejestrowanych przyspieszeń wynosiła 3.0 m/s^2,

a amplituda siły wymuszającej wynosiła 13.5N. Analizę modalną przeprowadzono przy użyciu komercyjnego pakietu lms testlab spectral testing z wykorzystaniem procedury polymax [8], parametry pomiaru zostały tak dobrane aby pomierzony sygnał po transformacji do dziedziny częstotliwości miał zakres 0-256Hz i rozdzielczość 0.125Hz.

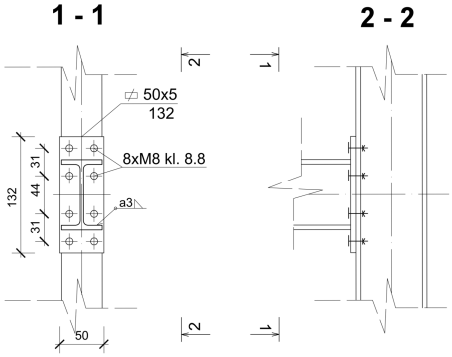
Spośród otrzymanych z pakietu LMS TestLab częstotliwości i postaci drgań wybrano do dalszej analizy (na podstawie analizy wartości współczynnika MAC) wyłącznie te, które odpowiadały częstotliwościom i postaciom obliczonym z wykorzystaniem płaskiego modelu MES. W badaniach rozważano trzy warianty połączenia pomiędzy ryglami a słupami:

a) przy pomocy ośmiu śrub w każdym połączeniu,
b) rozkręcony prawy, górny węzeł rygiel-słup (pozostawiono tylko jeden, wewnętrzny rząd dwóch śrub),
a) rozkręcony prawy, dolny węzeł rygiel-słup (pozostawiono tylko jeden, wewnętrzny rząd dwóch śrub).



Rys. 1. Model fizyczny

Fig. 1. Physical model

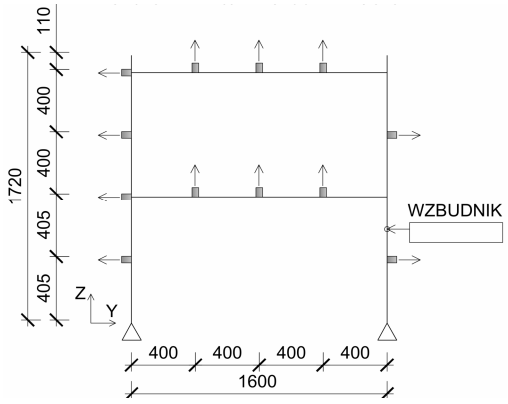


Rys. 2. Połączenie rygiel-słup

Fig. 2. Beam-to-column connection

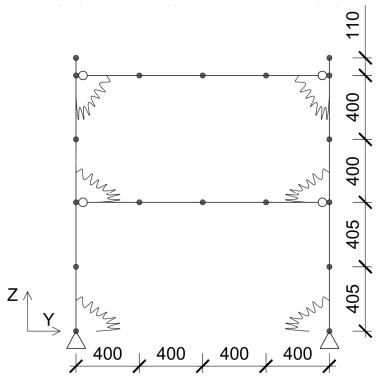
Model numeryczny (Rys. 4) badanej ramy wykonano w programie MATLAB wykorzystując Metodę Elementów Skończonych (MES). Zastosowano 18 dwuwęzłowych elementów o sześciu stopniach swobody oraz 6 elementów dwuwęzłowych o dwóch stopniach swobody umożliwiających zbudowanie podatnych połączeń rygiel-słup oraz słup-podłoże. W modelach numerycznych dla każdego z trzech badanych przypadków przyjęto następujące założenia (Tablica 1 oraz Rys. 4):

- przegubowe połączenia z podłożem (k_1=0 Nm/rad),
- sztywne połączenia rygiel-słup z 8 śrubami (k_2=10^{10} Nm/rad),
- przegubowe połączenia rygiel-słup z dwiema śrubami (k_3=0 Nm/rad).



Rys. 3. Schemat rozmieszczenia czujników wraz z kierunkami pomiaru przyspieszeń

Fig. 3. Location of accelerometers and directions of acceleration measurements

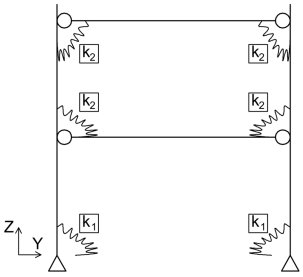
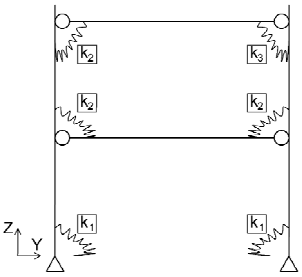
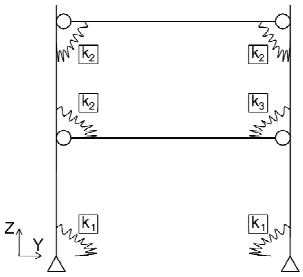


Rys. 4. Schemat modelu numerycznego

Fig. 4. Numerical model

Tablica 1. Założenia przyjęte dla poszczególnych modeli numerycznych ramy

Table 1. Numerical models assumptions

Schemat 1	Schemat 2	Schemat 3
		
$k_1=0$ [Nm/rad] $k_2=10^{10}$ [Nm/rad]	$k_1=0$ [Nm/rad] $k_2=10^{10}$ [Nm/rad] $k_3=0$ [Nm/rad]	$k_1=0$ [Nm/rad] $k_2=10^{10}$ [Nm/rad] $k_3=0$ [Nm/rad]

3. Identyfikacja sztywności na podstawie częstotliwości drgań

Początkowo przeprowadzono dostrajanie modelu numerycznego ramy o schemacie pierwszym do modelu fizycznego, w którym wszystkie węzły rygiel-słup połączono przy pomocy 8 śrub. Ze względu na symetrię układu przyjęto, że w połączeniach jednakowego typu sztywności obrotowe węzłów są identyczne, stąd dla obu połączeń słup-podłoże przyjęto tę samą sztywność k_1 a dla czterech połączeń rygiel-słup tę samą sztywność k_2. Porównano częstotliwości i formy drgań otrzymane z obliczeń oraz z pomiarów.

W celu lepszego dopasowania modelu numerycznego do modelu fizycznego sztywności k_1 i k_2 dostrajano kolejno trzema metodami: TR, AG i SSN. W każdej z metod składnikami minimalizowanej funkcji celu były wyłącznie częstotliwości drgań, podczas oceny otrzymanych wyników porównywano jednak nie tylko częstotliwości drgań własnych ale również postacie drgań i czas niezbędny na wykonanie zadania. Do oceny dopasowania postaci drgań wykorzystano współczynniki Modal Assurance Criterion (MAC) obliczane według wzoru [1, 7]:

$$MAC_{jk} = \frac{\left|\boldsymbol{\Phi}_{mj}^{T}\boldsymbol{\Phi}_{ak}\right|^{2}}{\left(\boldsymbol{\Phi}_{ak}^{T}\boldsymbol{\Phi}_{ak}\right)\left(\boldsymbol{\Phi}_{mj}^{T}\boldsymbol{\Phi}_{mj}\right)} \tag{1}$$

gdzie: Φ_{mj} - wektor opisujący otrzymaną z pomiarów j-tą formę drgań,

Φ_{ak} - k-ta forma drgań własnych z obliczeń numerycznych.

W przypadku modeli o schemacie drugim i trzecim (Tablica 1) rozkręcenie śrub w wybranym połączeniu skutkuje koniecznością dostrojenia kolejnego parametru jakim jest sztywność obrotowa rozkręconego węzła (oznaczona symbolem k_3). Dla połączeń z podłożem przyjęto, jak poprzednio, sztywność k_1, a dla pozostałych połączeń rygiel-słup (8 śrub) sztywność k_2. Zastosowano, tak jak w punkcie 3.1., trzy różne metody dostrajania, z tą różnicą, że optymalizowano wartości trzech parametrów. Rezultaty przedstawiono w Tabeli 1.

4. Wykorzystane metody dostrajania modelu

4.1. Funkcja Trust Region

Minimalizowano funkcję celu przyjętą w postaci:

$$g(\boldsymbol{x}) = \sum_{i=1}^{4}\left(f_{i,fiz} - f_{i,num}(\boldsymbol{x})\right)^{2} \tag{2}$$

gdzie: i - numer formy drgań,

$f_{i,fiz}$ - i-ta częstotliwość drgań pomierzona dla modelu fizycznego

$f_{i,num}(x)$ - i-ta częstotliwość drgań wyznaczona z modelu numerycznego przy sztywności:

a) dla schematu 1 $x = [k_1, k_2]$
b) dla schematu 2 $x = [k_1, k_2, k_3]$ (3)
c) dla schematu 3 $x = [k_1, k_2, k_3]$

Planowane jest zastosowanie innych funkcji celu, także różnicujących wpływ poszczególnych częstotliwości na wartość funkcji celu.

4.2. Algorytmy genetyczne

Przy pomocy AG minimalizowano funkcję celu przyjętą w postaci takiej jak dla TR, wzór (2). Zarówno liczebność populacji jak i liczbę pokoleń ustalono na 50, wykorzystano kodowanie rzeczywistoliczbowe.

4.3. Sieci neuronowe

Zastosowanie SSN wymaga przygotowania wzorców wykorzystywanych następnie do uczenia sieci. Pełne pokrycie wzorcami zakresu $0–10^7$ Nm/rad przy trzech dostrajanych sztywnościach wymagałoby dużej liczby wzorców co z kolei zwiększa czasochłonność uczenia SSN. Zadanie postanowiono rozwiązać w dwóch krokach – pierwszy miał na celu określenie rzędu wielkości poszczególnych sztywności, w drugim wyznaczano wartości sztywności węzłów na podstawie zwiększonej liczby wzorców z zawężonego przedziału sztywności.

Do dostrojenia modelu zastosowano sieci jednowarstwowe o czterech neuronach wejściowych odpowiadających pierwszym czterem częstotliwościom drgań ramy. Na wyjściu przyjęto, w zależności od zadania, 2 lub 3 neurony, które odpowiadały dostrajanym sztywnościom obrotowym. Liczbę neuronów w warstwie ukrytej dobierano tak, aby zminimalizować funkcję celu przyjętą w postaci błędu średniokwadratowego. Przeanalizowano rezultaty otrzymane dla sieci o liczbie neuronów w warstwie ukrytej zmieniającej się od 1 do 11. Do uczenia SSN wykorzystano algorytm Levenberga–Marquardta.

Wyniki dostrajania zestawiono w Tabeli 1. Czas przedstawiony w tej tabeli zawiera czas potrzebny na generowanie wzorców oraz średnie czasy uczenia sieci w pierwszym i drugim kroku.

Tabela 1. Zestawienie wyników dostrajania dla poszczególnych metod i funkcji celu bazującej wyłącznie na częstotliwościach drgań modelu

Table 1. Results of FEM model updating for three different methods, the objective function based only on modal frequencies

Schemat 1

i	Pomiar	Model wyjściowy			TR			AG			SSN		
	$f_{i,fiz}$ [Hz]	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC
1	26,4	23,5	10,9	1,00	25,2	4,2	1,00	26,3	0,1	1,00	25,5	3,3	1,00
2	115,2	118,1	-2,6	0,96	116,1	-0,8	0,97	117,1	-1,7	0,96	116,5	-1,1	0,97
3	145,0	156,7	-8,1	0,82	146,5	-1,0	0,85	144,5	0,3	0,86	146,5	-1,1	0,85
4	162,9	183,9	-12,9	0,84	162,0	0,6	0,88	158,4	2,8	0,89	162,1	0,5	0,88
Sztywności węzłów [Nm/rad]													
k_1		0			1,19E+005			1,91E+005			1,30E+005		
k_2		1,00E+010			1,23E+006			9,86E+005			1,24E+006		
					CPU Time 1.34 s			CPU Time 34.08 s			CPU Time 39.9 s		
											generowanie wzorców 17.27s		

Schemat 2

i	Pomiar	Model wyjściowy			TR			AG			SSN		
	$f_{i,fiz}$ [Hz]	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC
1	25,4	21,7	14,8	0,99	24,8	2,4	1,00	25,5	-0,4	1,00	26,3	-3,4	1,00
2	113,7	90,7	20,3	0,32	114,2	-0,4	0,92	115,8	-1,8	0,95	116,6	-2,5	0,91
3	144,1	140,4	2,6	0,86	143,8	0,2	0,88	144,2	-0,1	0,85	146,0	-1,3	0,87
4	160,1	178,5	-11,5	0,99	160,2	-0,1	0,95	158,4	1,0	0,92	164,5	-2,8	0,94
Sztywności węzłów [Nm/rad]													
k_1		0,00E+000			1,14E+005			1,52E+005			1,50E+005		
k_2		1,00E+010			1,14E+006			9,97E+005			1,50E+006		
k_3		0,00E+000			7,20E+005			9,18E+005			8,65E+005		
					CPU Time 2.57 s			CPU Time 37.85 s			CPU Time 144.6 s		
											generowanie wzorców 133.2 s		

Schemat 3

i	Pomiar	Model wyjściowy			TR			AG			SSN		
	$f_{i,fiz}$ [Hz]	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC
1	25,4	16,9	33,3	0,99	22,0	13,6	0,99	25,2	0,8	1,00	26,3	-3,4	1,00
2	114,2	113,5	0,6	0,85	117,1	-2,5	0,88	117,6	-3,0	0,79	118,0	-3,3	0,76
3	144,1	141,3	1,9	0,04	145,0	-0,6	0,12	148,6	-3,1	0,70	148,0	-2,7	0,82
4	160,1	161,4	-0,8	0,09	158,8	0,8	0,20	161,5	-0,9	0,79	164,0	-2,4	0,88
Sztywności węzłów [Nm/rad]													
k_1		0,00E+000			7,60E+004			1,20E+005			1,50E+005		
k_2		1,00E+010			4,70E+006			1,82E+006			1,50E+006		
k_3		0,00E+000			1,24E+005			7,21E+005			1,25E+006		
					CPU Time 1.54 s			CPU Time 32.9 s			CPU Time 447.5 s		
											generowanie wzorców 372.8 s		

Tabela 2. Zestawienie wyników dostrajania dla poszczególnych metod i funkcji celu bazującej zarówno na częstotliwościach jak i na formach drgań modelu

Table 2. Results of FEM model updating for three different methods, the objective function based on modal frequencies and mode shapes

Schemat 1

i	Pomiar	Model wyjściowy			TR			AG			SSN		
	$f_{i,fiz}$ [Hz]	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC
1	26,4	23,5	10,9	1,00	25,9	1,9	1,00	26,2	0,6	1,00	25,7	2,6	1,00
2	115,2	118,1	-2,6	0,96	116,8	-1,4	0,97	117,0	-1,5	0,96	116,6	-1,2	0,97
3	145,0	156,7	-8,1	0,82	146,0	-0,7	0,86	144,6	0,3	0,86	146,3	-0,9	0,85
4	162,9	183,9	-12,9	0,84	161,2	1,1	0,88	158,6	2,7	0,89	161,7	0,8	0,88
Sztywności węzłów [Nm/rad]													
k_1		0			1,51E+005			1,84E+005			1,40E+005		
k_2		1,00E+010			1,16E+006			9,98E+005			1,20E+006		
					CPU Time 1.67 s			CPU Time 34.0 s			CPU Time 89.7 s		
											generowanie wzorców 83.0 s		

Schemat 2

i	Pomiar	Model wyjściowy			TR			AG			SSN		
	$f_{i,fiz}$ [Hz]	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC
1	25,4	21,7	14,8	0,99	24,9	2,0	1,00	25,6	-0,8	1,00	26,6	-4,9	1,00
2	113,7	90,7	20,3	0,32	114,1	-0,4	0,91	115,3	-1,4	0,93	116,6	-2,5	0,91
3	144,1	140,4	2,6	0,86	143,4	0,5	0,88	143,0	0,8	0,88	143,5	0,4	0,89
4	160,1	178,5	-11,5	0,99	159,8	0,2	0,95	157,9	1,4	0,94	160,0	0,0	0,95
Sztywności węzłów [Nm/rad]													
k_1		0			1,21E+005			1,61E+005			2,00E+005		
k_2		1,00E+010			1,12E+006			9,86E+005			1,12E+006		
k_3		0,00E+000			6,82E+005			7,17E+005			6,87E+005		
					CPU Time 1.78 s			CPU Time 47.9 s			CPU Time 532.3 s		
											generowanie wzorców 434.15 s		

Schemat 3

i	Pomiar	Model wyjściowy			TR			AG			SSN		
	$f_{i,fiz}$ [Hz]	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC	$f_{i,num}$ [Hz]	Δ_i [%]	MAC
1	25,4	16,9	33,3	0,99	25,2	0,8	1,00	24,8	2,3	1,00	26,6	-4,7	1,00
2	114,2	113,5	0,6	0,85	114,7	-0,4	0,73	115,1	-0,8	0,75	118,0	-3,3	0,76
3	144,1	141,3	1,9	0,04	143,3	0,6	0,89	144,6	-0,3	0,84	145,6	-1,0	0,81
4	160,1	161,4	-0,8	0,09	160,0	0,1	0,93	158,5	1,0	0,90	158,7	0,9	0,88
Sztywności węzłów [Nm/rad]													
k_1		0			1,33E+005			1,22E+005			2,00E+005		
k_2		1,00E+010			1,55E+006			1,00E+006			1,12E+006		
k_3		0,00E+000			8,59E+005			9,97E+005			8,73E+005		
					CPU Time 1.92 s			CPU Time 34.5 s			CPU Time 583.7 s		
											generowanie wzorców 428.2 s		

5. Identyfikacja sztywności obrotowej węzłów przy wykorzystaniu częstotliwości i postaci drgań.

Dostrajanie modelu numerycznego przy wykorzystaniu wyłącznie informacji o częstotliwościach drgań własnych nie pozwoliło na zadowalające dopasowanie form drgań, szczególnie duże rozbieżności dało się zauważyć w przypadku schematu trzeciego. Stąd też zdecydowano się zmodyfikować funkcję celu dodając kolejny człon zawierający informację o zgodności postaci drgań. Poza zmianą funkcji celu zadanie rozwiązano analogicznie jak w punkcie 3, dostrajanie wykonano ponownie przy pomocy funkcji TR, AG, oraz SSN. W celu oceny skuteczności modyfikacji funkcji celu obliczenia powtórzono dla wszystkich trzech schematów a wyniki zestawiono w Tabeli 2.

5.1. TR i AG ze zmodyfikowaną funkcją celu

Zmodyfikowana funkcja celu jest przedstawiona wzorem (4). Pierwszy człon, jak w punkcie 3.1., dotyczył częstotliwości drgań, natomiast kolejny mówił o rozbieżności pomiędzy formami modelu numerycznego i fizycznego. Rozbieżność mierzono przy pomocy parametru MAC. Im wyższa wartość współczynnika MAC, tym postaci bardziej do siebie zbliżone. Osiągnięcie wartości równej 1.0 oznacza, że badane postaci są liniowo zależne. Funkcja TR minimalizuje założoną funkcję celu, stąd we wzorze pojawia się człon $1\text{-}MAC_{ii}$. Ponieważ wartości częstotliwości są 50 do 100 razy większe od wartości $1\text{-}MAC_{ii}(x)$ w funkcji celu dodano współczynnik *w*. Wartość tego współczynnika dobierano metodą prób i błędów.

Zmodyfikowaną funkcję celu przyjęto w postaci:

$$g(\boldsymbol{x})=\sum_{i=1}^{4}\left(f_{i,fiz}-f_{i,num}(\boldsymbol{x})\right)^2+\sum_{i=1}^{4}\left(w\cdot\left(1-MAC_{ii}(\boldsymbol{x})\right)\right)^2 \tag{4}$$

gdzie: *i*- numer formy drgań,

$f_{i,fiz}$ - i-ta częstotliwość drgań pomierzona dla modelu fizycznego

$f_{i,num}(x)$ - i-ta częstotliwość drgań wyznaczona z modelu numerycznego przy sztywnościach jak w (3),

w - współczynnik określony doświadczalnie,

$MAC_{ii}(x)$ - współczynnik korelacji pomiędzy i-tą postacią drgań modelu fizycznego i odpowiadającą jej postacią drgań modelu numerycznego zależną od wektora **x** zgodnie z (3).

5.2. SSN z uwzględnieniem postaci drgań

Dostrajanie modelu ramy z wykorzystaniem informacji o postaciach drgań przeprowadzano w identyczny sposób jak opisano w punkcie 3.5. Jedyną różnicą było przyjęcie w warstwie wejściowej sieci ośmiu neuronów. Pierwsze cztery neurony, jak poprzednio, zawierały kolejne cztery częstotliwości. Neurony od piątego do ósmego przekazywały wartości współczynników MAC.

6. Wnioski

Na podstawie zamieszczonych w artykule wyników można stwierdzić, że dostrajanie modelu przy pomocy funkcji TR i AG przyniosło zbliżone rezultaty, nieco gorsze wyniki daje wykorzystanie SSN. Można jednak zauważyć, że w przypadku dużej rozbieżności pomiędzy danymi pomiarowymi a numerycznymi funkcja TR z wykorzystaniem jedynie informacji o częstotliwościach drgań nie pozwala na dostrojenie modelu. W tym przypadku lepsze okazują się algorytmy genetyczne pomimo konieczności zwiększenia nakładu czasu.

Zmiana postaci funkcji celu i wykorzystanie informacji o postaci drgań, poprawiło dostrajanie modelu dla schematu trzeciego. Różnice dla schematu pierwszego i drugiego są znacznie mniejsze i mogą wynikać z losowo przyjmowanych parametrów początkowych.

Niestety każda z prezentowanych metod posiada swoje ograniczenia. W przypadku TR jest to fakt, że można dostroić co najwyżej tyle parametrów, ile mierzalnych wielkości jest wykorzystanych w funkcji celu (np. przy znanych trzech częstotliwościach drgań można dostroić co najwyżej trzy sztywności węzłów). Ważne jest również odpowiednie przyjęcie punktu początkowego, szczególnie gdy funkcja celu posiada minima lokalne. Niedogodność AG związana jest z koniecznością ustalenia liczebności populacji i zakresu, w którym ma zostać wyszukane rozwiązanie, natomiast główną wadą SSN jest długi czas potrzebny na wygenerowanie wzorców oraz uczenie sieci. Nie bez znaczenia jest również losowy dobór wag na początku uczenia.

Prezentowane wyniki obrazują początkowe stadium badań modelu ramy. Docelowo analiza odpowiedzi dynamicznej prezentowanego modelu ma umożliwić detekcję uszkodzeń, określenie ich lokalizacji (dostarczenie informacji czy uszkodzenie występuje w węźle, czy na długości elementu konstrukcyjnego oraz jakich jest ono rozmiarów). W tym celu planowane jest obliczeniowe oszacowanie sztywności węzłów na podstawie znanych wzorów, określenie sztywności obrotowych wszystkich sześciu połączeń (bez stosowania założeń o symetrii ramy i identycznym wykonaniu odpowiednich węzłów), a także zmiana modelu numerycznego z prętowego na powłokowy.

Planowane jest zbadanie wpływu sposobu połączenia wzbudnika z badaną

konstrukcją na otrzymywane w trakcie pomiarów parametry dynamiczne konstrukcji.

Podziękowania

Program MATLAB wykorzystany do przeprowadzenia badań został zakupiony w wyniku realizacji Projektu nr UDA-RPPK.01.03.00-18-003/10-00 „Budowa, rozbudowa i modernizacja bazy naukowo-badawczej Politechniki Rzeszowskiej" współfinansowanego ze środków Unii Europejskiej w ramach Regionalnego Programu Operacyjnego Województwa Podkarpackiego na lata 2007-2013, Priorytet I. Konkurencyjna i Innowacyjna Gospodarka, Działanie 1.3 Regionalny system innowacji.

Do badań wykorzystano aparaturę zakupioną w projekcie nr POPW.01.03.00-18-012/09 z Funduszy Strukturalnych w ramach Programu Operacyjnego Rozwój Polski Wschodniej współfinansowanego przez Unię Europejską ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego

Literatura

[1] T. Uhl, Komputerowo wspomagana identyfikacja modeli konstrukcji mechanicznych, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa,1997.

[2] R. Lewandowski, Dynamika konstrukcji budowlanych, Politechnika Poznańska, Poznań 2006.

[3] K. Mendrok, Inverse Problem in Structural Health Monitoring, Wydawnictwo Naukowe Instytutu Technologii Eksploatacji, Radom 2010.

[4] S. Haykin, Neural Networks: a Comprehensive Foundation, Prentice Hall International, Inc., 2nd ed.,1999.

[5] D. Goldberg, Algorytmy genetyczne i ich zastosowanie, Wydawnictwa Naukowo - Techniczne, Warszawa 2003

[7] B. Miller, Dostrajanie modelu matematycznego konstrukcji do modelu fizycznego, praca doktorska, Rzeszów 2001.

[8] LMS Test.Lab, The LMS Test.Lab Spectral Testing manual, LMS International 2009

UPDATING OF FRAME MODEL USING GENETIC ALGORITHMS AND ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS

S u m m a r y

The paper presents a comparison of the results of updating of numerical model to physical model on the example of two-storey frame. Three methods were applied: Trust Region (TR), Genetic Algorithms (AG) and Artificial Neural Networks (ANN). The parameters being updated were the rotational stiffness of beam-to-column connections and column footings. The updating was performed using only natural frequencies or both natural frequencies and mode shapes.

Keywords: Structural Health Monitoring, model updating, genetic algorithms, artificial neural networks

Przesłano do redakcji:25.11.2014
Przyjęto do druku:1.12.2015

DOI: 10.7862/rb.2015.173

I n f o r m a c j e d o d a t k o w e

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 62(4/15) oraz na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   (dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
   oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/
   oraz
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

Nakład 80 egz. Ark. wyd. 36,03. Ark. druk. 33,25. Papier offset. 80g B1.
Oddano do druku w listopadzie 2015 r. Wydrukowano w grudniu 2015 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 151/15