

STRUCTURE AND ENVIRONMENT

ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENTAL ENGINEERING AND ENERGY

No. 3/2011 vol. 3 PL ISSN 2081-1500 www.sae.tu.kielce.pl KIELCE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



Contents

structure

MONIKA STĘPIEŃ

TRAFFIC CONDITIONS ASSESSMENT FOR CROSSING: SANDOMIERSKA – ŹRÓDŁOWA STREETS IN KIELCE	5
--	----------

ZBIGNIEW KOWAL

PROBABILISTIC OPTIMISATION OF THE BEARING CAPACITY OF CONVENTIONAL HALL COVERINGS	10
--	-----------

PAWEŁ KOSSAKOWSKI

APPLICATION OF PROGRAMS BASED ON BUILDING INFORMATION MODELLING (BIM) SYSTEM TO DESIGN OBJECTS OF STEEL-REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION	20
---	-----------

DOMINIKA BYSIEC

THE INVESTIGATION OF STABILITY OF DOUBLE-LAYER OCTAHEDRON-BASED GEODESIC DOMES	30
---	-----------

environment

MARIOLA STARZOMSKA, JERZY ZBIGNIEW PIOTROWSKI

TESTING A PROTOTYPE FOR AN INNOVATIVE WATER TURBINE	45
--	-----------

JOLANTA LATOSIŃSKA, ŁUKASZ J. ORMAN, NORBERT RADEK

WASTE MATERIALS FOR THE PRODUCTION OF CERAMICS	49
---	-----------

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT	54
--	-----------

THE REVIEW PROCESS	55
---------------------------------	-----------

EDITORIAL BOARD

Main Editor Jerzy Z. Piotrowski

Editor Ludwik Śliwa

Secretary of the Editorial Board Radosław Zaborek

Sectional Editor STRUCTURE Zdzisława Owsiak

Sectional Editor ENVIRONMENT Lidia Dąbek

SCIENTIFIC BOARD

Chairmanship Tomasz Kozłowski

STRUCTURE

Tomasz Arciszewski (USA), Lesław Brunarski, Go Iwahana (Japan), Marek Iwański, Zbigniew Kowal, Jozef Melcer (Slovakia), Michail V. Nemchinov (Russia), Victor Proskuriakow, Zbigniew Rusin, Bohdan Rymaszewski, Wacław Seruga, Małgorzata Wilczkiewicz (USA)

ENVIRONMENT

Satoshi Akagawa (Japan), Elżbieta Bezak-Mazur, Dorota Chwieduk, Graham Herbertson (Scotland), Andrzej Kapłon, Andrzej Kuliczkowski, Janusz Łomotowski, Paweł Purgał, Leszek Radziszewski, Anatol Stroy (Ukraine), Maria Żygadło

www.sae.tu.kielce.pl

sae@tu.kielce.pl

The quarterly printed issues of Structure and Environment are their original versions

The Journal published by the Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering

PL ISSN 2081-1500

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, 2011

25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7

tel. 41 34 24 581

www.tu.kielce.pl/organizacja/wydawnictwo



Kielce University of Technology
2011



structure
structure

MONIKA STĘPIEŃ

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland
e-mail: monikas@tu.kielce.pl

TRAFFIC CONDITIONS ASSESSMENT FOR CROSSING: SANDOMIERSKA – ŹRÓDŁOWA STREETS IN KIELCE

Abstract

For better flow of the traffic in the cities crossings with central islands are good solution. Problems begin with overload caused by heavy urban traffic as well as through traffic. Moreover, the traffic is much heavier from year to year. The results of traffic analysis at one of the most important crossing in Kielce are presented in this paper. There are also presented the results of functionality of this crossing after amending to traffic regulation, geometry factors and program group diagram. This elaboration signalizes that the only alternative to improve traffic condition on the crossing could be an elimination some groups of users, building and ensuring an access to the beltway or rebuilding of the crossing to the other type. The elimination of through traffic from the city should automatically reduce the traffic load factor on the crossing and reinstate an acceptable traffic conditions.

Keywords: crossings, traffic conditions, traffic flow, through traffic

1. Introduction

Crossing: IX Wieków Kielc – Źródłowa – Sandomierska – Solidarności streets is very important for streetscape in the city of Kielce. It leads urban traffic and through traffic, including generally heavy vehicle traffic. The crossing is situated in the eastern part of the city on the intersection of two main roads: number 73 Wiśniówka – Kielce – Jasło, number 74 Sulejów – Kielce – Zosin – the Polish borderline and the district road number 762 Kielce – Chęciny – Małogoszcz.

A big impediment in traffic, especially during peak hour, nuisance caused by significant heavy vehicle rate in a traffic and analysis of traffic incidents contributed to the interest in this problem. Traffic conditions analysis and assesment was necessary.

2. Characteristic of the crossing

It is a four inlet crossing with central island and widened inlets. Traffic is led around a central island 30 metres in diameter. It is a crossing of divided highway and fixe time method of control. The traffic control is coordinated with signal group diagrams of next crossings. The program group diagram cycle lasts 78.0 sec.

Crossing under discussion was designed at the time when the traffic intensity was much smaller than today and it was built according to the outdated

specification. Either the geometry solution or traffic organization of the crossing is not matching today's regulations.

During stocktaking of crossing on the 2nd May 2008 there was noticed that some issues did not meet requirements according to Polish standards. The day was randomly chosen from the measuring period (April – October, from Tuesday up to Thursday). It is necessary to mention about:

- lack of individual left – turn lanes on two inlets of the crossing,
- length of crossovers on inlets and outlets on the crossing exceeded design limits,
- incorrect length of turning lanes on the inlets,
- wrong location of signal aspect on the crossing.

3. Traffic conditions assessment for present state

On the basis of traffic count provided on the 9th April 2008 and traffic analysis, the traffic conditions assessment was done. Calculations take into account existing geometry, traffic regulation and present signal group diagram. They were done by MOP SZS 04 method. However the analytic procedure omits traffic regulation in operation.

Lack of reserve of capacity for three inlets is worrisome. On the first inlet it is 126 v/h and on others respectively: -173, -226 and -392 v/h. Load

Table 1. Participation of heavy duty traffic on the crossing, years 2000, 2006 and 2008

Inlet	Peak	Heavy duty traffic					
		2000		2006		2008	
		Number [v/h]	Part [%]	Number [v/h]	Part [%]	Number [v/h]	Part [%]
1. IX Wieków Kielc	morning	51	5.9	39	5.0	66	7.5
	afternoon	58	3.8	48	4.1	64	4.7
2. Źródłowa	morning	86	6.7	77	4.3	92	5.4
	afternoon	93	5.7	84	5.4	111	7.3
3. Sandomierska	morning	58	6.0	82	7.3	98	8.3
	afternoon	62	5.3	85	8.0	92	8.0
4. Solidarności	morning	116	10.2	83	6.7	114	8.9
	afternoon	105	8.4	39	6.0	88	5.9

factor of crossing exceeds allowed values and it is $X_{cr} = 1.11$. Calculated value of mean waste of time on the crossing is near to the limit of acceptability and it is $d_{cr} = 72.99$ s/v and for the critical group of traffic lane the value is much higher $d_{gr} = 235$ sec.

This adverse traffic conditions could be the result of significant part of heavy traffic on the crossing, which increased in the period of 2000-2008.

Comparison of heavy vehicle traffic participation on the crossing in 2000, 2006 and 2008 presents Table 1.

Comparing the years 2000, 2006 and 2008, considering the increase of heavy vehicles number and their share increment in the traffic it is necessary to notice important differences, especially on the third inlet. The inlet leads traffic of a national road number 74. During the morning peak hour heavy traffic participation increased there up to 70%. Only on the fourth inlet situation did not deteriorate.

Results of analyses show that for the group of traffic lanes on this inlet the load factor is the highest. Slight increase of the participation of heavy vehicles on this inlet could contribute to serious disturbances of the traffic on this intersection. Increase of heavy traffic in the per cent comparing years 2000, and 2008 present Table 2.

The presence of heavy traffic in the traffic flow has direct influence on the capacity and on the load factor

of the crossing. Reduced share of heavy traffic causes that the load factor on the crossing is lower and it also amends the capacity.

4. Proposed solutions

Considering heavy and steadily growing traffic (more than 5500 v/h for all inlets), and the fact that the intersection solutions don't follow up to date design requirements, three options for improvements are presented below. Their scope is to improve traffic organization and the geometrical solution with adapting of the program group diagram, aiming to the optimal use of the road network.

Three solutions are provided here. Suggested are the following options.

5. Proposed options traffic condition assessment

Results for suggested options and the comparison to existing intersection are presented on Figure 1 and 2. For option 1, where the traffic organization was changed, the best results were achieved for the cycling about the length of 90 sec. However they don't differ much with measures of the assessment of the traffic conditions for the functioning crossing. Both in terms of comparing average wastes of time, as well as the load factor for the intersection, variant 3 turned out to be the intermediate solution among remaining conceptions. The most favourable results were achieved for option

Table 2. Increase of heavy duty traffic on the crossing in 2000 and 2008

Year	Inlet No. 1		Inlet No. 2		Inlet No. 3		Inlet No. 4		ΣQc	
	The number of heavy vehicles [v/h] on peaks									
	AM	PM	AM	PM	AM	PM	AM	PM	AM	PM
2000	51	58	86	93	58	62	116	105	311	318
2008	66	64	92	111	98	92	114	88	370	355
Δc [%]	29.4	10.3	7.0	19.3	69.0	48.4	-1.7	-19.3	19.0	11.6

Table 3. Proposed changes on the intersection description

Scope of changes	Option		
	1	2	3
Geometry	without changes	– building the directional island triangular, – allocating left-turning lane on the inlet of the IX Wieków Kielce street and the Solidarności Ave.	– building the traffic island to channelize the traffic, – correction the radius of right arcs – moving closer zebra crossings to the intersection, – correction of the width of inlets and outlets, – changing the shape of the centre island, – adapting lengths of the accumulation to current intensities
Traffic regulation	– allocation the left-turn lanes on two inlets: IX Wieków and Sandomierska streets	– allocation the left-turn lanes on two inlets: IX Wieków and Sandomierska streets, – allocation right-turn lanes on Solidarności Ave.	– left-turn lanes and right-turn lanes allocated on each inlet
Signal group diagram	Correction of the program group diagram length: Option 1a – $T_{c_{max}}$ – 90 s Option 1b – $T_{c_{min}}$ – 84 s	Correction of the program group diagram length: Option 2a – $T_{c_{max}}$ – 90 s Option 2b – $T_{c_{min}}$ – 78 s	Correction of the program group diagram length: Option 3a – $T_{c_{max}}$ – 90 s Option 3b – $T_{c_{min}}$ – 78 s

2 enforcing slight amendments in the geometry of the intersection. Maximum extend to the cycling lowered the load factor of crossing to the value below 0.95. However this value isn't satisfactory.

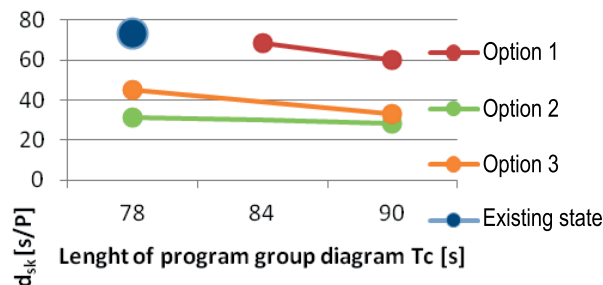


Fig. 1. Relation between average wastes of time on the intersection, and the length of the cycling

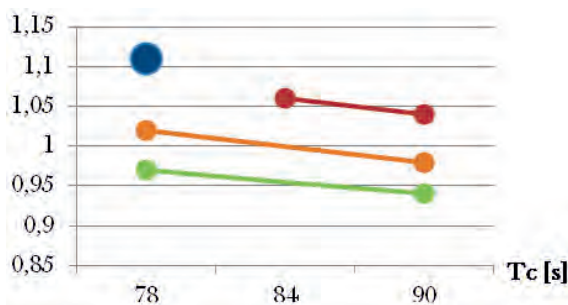


Fig. 2. Relation between the load factor of the intersection and the length of the cycling

6. Conclusions

Higher and higher traffic intensities recorded, arduousness of the heavy traffic on arterial (through traffic) for residents of cities, the noise, and results of conducted analyses shown in measures of the function effectiveness of the intersection, are explicitly calling for taking radical changes. The most effective solution guaranteeing the improvement in traffic conditions seems to be to direct through traffic, mainly heavy traffic beyond the urbanised area.

Despite attempts taken to implement amendments to the traffic regulation, geometry and the program group diagram, satisfactory results were not achieved. During the most burdened periods of the day, average wastes of time at the intersection, the load factor and other measures giving the evaluation of the functioning of the intersection are not satisfactory. Analyzed conceptions haven't improved results of analyses in a significant way. It was also noticed, that the junction is functioning better at the maximum length of the cycling for all of shown variants.

Considering the present traffic intensity and its grow in the years to come, one should expect, that crossing with central islands, won't be able to fulfil their expectations. Till the end of 2011 an investment was finalized in Kielce, which makes the crossing load much lesser. Future traffic count will show if

taken action have a positive effect. Detailed analysis of the effects of increasing participation of the heavy duty traffic on main roads in city's should be done before making the decision about not urban traffic implementation on the street in cities.

References

[1] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M., *Road Traffic engineering*, Warsaw 2008.

[2] Stępień M., *Master's thesis: Traffic conditions assessment on the intersection Sandomierska – Źródłowa streets including the concept of changes in the traffic organization. Written under the academic supervision of Ph D, Dipl. Eng. H. Major*. Kielce University of Technology, 2008.

Monika Stępień

Ocena warunków ruchu na skrzyżowaniu ulic: Sandomierska – Źródłowa w Kielcach

1. Wstęp

Skrzyżowanie ulic: IX Wieków Kielc – Źródłowa – Sandomierska – al. Solidarności jest bardzo ważnym elementem w układzie komunikacyjnym miasta Kielce. Prowadzi ruch miejski i przelotowy dotyczący zwłaszcza pojazdów ciężkich. Skrzyżowanie znajduje się we wschodniej części miasta Kielce, na przecięciu ulic prowadzących ruch dróg krajowych: nr 73 Wiśniówka – Kielce – Jasło, nr 74 Sulejów – Kielce – Zosin – granica państwa oraz drogi wojewódzkiej nr 762 Kielce – Chęciny – Małogoszcz.

Duże utrudnienia w ruchu, zwłaszcza w okresach szczytowych natężeń ruchu, uciążliwość ze strony znacznego udziału pojazdów ciężkich w ruchu oraz przeprowadzone analizy zdarzeń drogowych przyczyniły się do zainteresowania tematem i przeprowadzenia analizy i oceny panujących na skrzyżowaniu warunków ruchu.

2. Charakterystyka skrzyżowania

Skrzyżowanie ulic: IX Wieków Kielc – Źródłowa – Sandomierska – al. Solidarności jest skrzyżowaniem czterowłotowym, skanalizowanym o poszerzonych wlotach. Ruch prowadzony jest wokół wyspy środkowej o średnicy 30 m. Wszystkie ulice są dwujezdniowe. Ruch pojazdów na skrzyżowaniu sterowany jest dwufazową sygnalizacją świetlną skoordynowaną z programami sygnalizacji sąsiednich skrzyżowań. Długość cyklu wynosi 78,0 s.

Skrzyżowanie ulic: IX Wieków Kielc – Źródłowa – Sandomierska – al. Solidarności zostało zaprojektowa-

ne dla dużo mniejszych natężeń ruchu, a także zgodnie z nieobowiązującymi dziś zasadami projektowania skrzyżowań z wyspą centralną. Do obowiązujących przepisów nie jest dostosowane rozwiązanie geometryczne, ani organizacja ruchu na skrzyżowaniu.

Podczas inwentaryzacji skrzyżowania wykonanej dla przypadkowo wybranego dnia 02.05.2008 r. zauważono, że niezgodne z aktualnymi wymogami projektowymi są:

- brak wydzielonych pasów ruchu dla pojazdów skręcających w lewo na dwóch wlotach,
- długości przejść dla pieszych przekraczające maksymalne dopuszczalne długości na wlotach i wylotach dla przejść prowadzonych w poziomie jezdni,
- długości dodatkowych pasów ruchu dla relacji skrętnych w strefie wlotów,
- lokalizacja sygnalizatorów na skrzyżowaniu.

3. Ocena warunków ruchu dla stanu istniejącego

Na podstawie pomiarów ruchu wykonanych 09.04.2008 r. oraz przeprowadzonych analiz oceniono panujące na skrzyżowaniu warunki ruchu dla istniejącego rozwiązania geometrycznego, obowiązującej organizacji ruchu oraz aktualnego programu sygnalizacji świetlnej. Obliczenia wykonano metodą MOP SZS 04. Procedura obliczeniowa nie uwzględnia jednak zastosowanej organizacji ruchu na skrzyżowaniu.

Niepokojący jest brak rezerw przepustowości aż na trzech wlotach skrzyżowania. Na wlocie nr 1 wynosi 126 P/h, na kolejnych wlotach odpowiednio

-173, -226 i -392 P/h. Stopień obciążenia skrzyżowania przekracza wartości dopuszczalne i wynosi aż $X = 1,11$. Obliczona wartość średnich strat czasu na skrzyżowaniu jest bliska granicy akceptowalności i wynosi $d_{sk} = 72,99$ s/P, a dla krytycznej grupy pasów ruchu straty czasu sięgają $d_{gr} = 235,0$ s. Niekorzystne warunki ruchu mogą być wynikiem znaczącego udziału ruchu ciężkiego na skrzyżowaniu, który wzrósł w latach 2000 – 2008. W tabeli 1 zestawiono udziały pojazdów ciężkich w latach 2000, 2006 i 2008.

Porównując lata 2000 i 2008 pod względem wzrostu liczby pojazdów ciężkich oraz zwiększenia ich udziału można zauważyć znaczne różnice, szczególnie na wlocie nr 3, prowadzącym ruch drogi krajowej. Podczas szczytu porannego ilość pojazdów ciężkich wzrosła tam nawet o 70%. Jedynie na wlocie nr 4 sytuacja nie pogorszyła się. Wyniki analiz wskazują, że dla grupy pasów ruchu na tym wlocie stopień obciążenia jest najwyższy. Nieznaczny wzrost udziału pojazdów ciężkich na tym wlocie mógłby przyczynić się do poważnych zakłóceń ruchu na skrzyżowaniu. W tabeli 1 pokazano procentowo wzrost ruchu ciężkiego zestawiając lata 2000, 2006 i 2008.

Obecność pojazdów ciężkich w ruchu bezpośrednio wpływa na przepustowość oraz stopień obciążenia skrzyżowania. Zmniejszenie udziału pojazdów ciężkich spowoduje obniżenie stopnia obciążenia skrzyżowania i poprawi jego przepustowość.

4. Koncepcje rozwiązań

Ze względu na bardzo duże natężenia ruchu kołowego (przekraczające 5500 P/h), ich ciągły wzrost, a także niezgodność rozwiązania skrzyżowania z aktualnymi wymogami projektowymi, przedstawiono koncepcje zmian w zakresie organizacji ruchu i rozwiązania geometrycznego wraz z dostosowaniem programu sygnalizacji świetlnej, zmierzające do optymalnego wykorzystania sieci drogowej. Przeprowadzono trzy próby uzyskania poprawy mierników funkcjonowania rozpatrywanego skrzyżowania. Zaproponowano trzy warianty.

5. Ocena warunków ruchu dla wariantów

Na rysunkach 1 i 2 przedstawiono wyniki uzyskane dla zaproponowanych koncepcji oraz porównano je z tymi dla stanu istniejącego skrzyżowania. Dla wariantu 1, gdzie zmieniono organizację ruchu, najlepsze wyniki uzyskano dla cyklu o długości 90 s. Nie różnią się one jednak znacznie z miernikami oceny warunków ruchu dla funkcjonującego rozwiązania. Wariant 3, zarówno pod względem porównania średnich

strat czasu, jak i stopnia obciążenia skrzyżowania okazał się rozwiązaniem pośrednim wśród pozostałych koncepcji. Najkorzystniejsze wyniki uzyskano dla wariantu 2 wprowadzając nieznaczne poprawki w geometrii skrzyżowania. Maksymalne wydłużenie cyklu obniżyło stopień obciążenia skrzyżowania do wartości poniżej 0,95. Ta wartość nie jest jednak satysfakcjonująca.

6. Podsumowanie

Notowane coraz większe natężenia ruchu kołowego, uciążliwość ruchu ciężkiego przelotowego dla mieszkańców miast, a przede wszystkim związany z nim hałas drogowy, oraz wyniki przeprowadzonych analiz uwidocznione w miernikach efektywności funkcjonowania skrzyżowania, jednoznacznie skłaniają do podjęcia radykalnych zmian. Najskuteczniejszym rozwiązaniem gwarantującym poprawę warunków ruchu poprzez wyeliminowanie pewnych grup użytkowników i zmniejszenie tym samym natężenia ruchu wydaje się być skierowanie ruchu przelotowego, głównie ciężkiego, poza obszar zurbanizowany.

Pomimo podjętych prób wprowadzenia zmian w organizacji ruchu, geometrii i programie sygnalizacji świetlnej nie uzyskano satysfakcjonujących wyników. W najbardziej obciążonych okresach dnia, średnie straty czasu na skrzyżowaniu, stopień obciążenia i inne mierniki służące ocenie funkcjonowania skrzyżowania nie są zadowalające. Przeanalizowane koncepcje zmian nieznacznie tylko poprawiły wyniki analiz. Zauważono również, że dla wszystkich wariantów skrzyżowanie lepiej funkcjonuje przy maksymalnej długości cyklu.

Biorąc pod uwagę wielkości natężeń ruchu i możliwość ich wzrostu w kolejnych latach należy się spodziewać, że skrzyżowanie z wyspą centralną nie będzie w stanie sprawnie funkcjonować. W 2011 roku w Kielcach została sfinalizowana inwestycja znacznie odciążająca omawiane skrzyżowanie. Przyszłe pomiary ruchu pozwolą ustalić, czy podjęte działania wpłyną pozytywnie na warunki ruchu na skrzyżowaniu. Już przy podejmowaniu decyzji o wprowadzaniu ruchu zamiejskiego na ulice miast, powinna być wykonywana szczegółowa analiza skutków zwiększonego udziału ruchu ciężkiego na warunki ruchu skrzyżowań na miejskich odcinkach dróg krajowych.

ZBIGNIEW KOWAL

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland
e-mail: zbigko@tu.kielce.pl

PROBABILISTIC OPTIMISATION OF THE BEARING CAPACITY OF CONVENTIONAL HALL COVERINGS

Abstract

The paper presents a means of increasing the bearing capacity and reliability of beam-purlin and truss-purlin coverings of halls. That is achieved, on the basis of the bearing capacity probabilistic optimisation, through the coupling of the covering trusses by bracing them into a single kinematically admissible failure mechanism of the structure. Quantitative examples of the impact of continuous bracings on the bearing capacity of trusses and girders were included. Estimated values of k coefficients increasing the bearing capacity of the covering structure due to the optimisation were given in tables. The bearing capacity of the hall trusses coupled with a set of continuous bracings was compared with the bearing capacity and reliability of separately dimensioned girders and trusses.

Keywords: probabilistic optimisation, halls, coverings

1. Introduction

Reliability and safety of building structures has been a matter of interest of many researchers. In Poland, such issues are currently investigated, among others, by Biegus [1], Gwóźdź and Machowski [3], Dziubdziela [4], Kopociński [5], Murzewski [15], and Woliński. Yet the solutions proposed by researchers are only fragmentarily represented in university syllabuses or standards for building structures. As a result, substantial economic and social losses are generated in construction throughout the world. The state-of-the-art knowledge of the reliability of structure systems, though imperfect it is, if applied, would be able to prevent approx. 70% of disasters and failures of building structures from happening. A vast number of random factors that affect the structure reliability are difficult to account for. It is problematic to differentiate the factors that have dominant effect and those that contribute to either increase or decrease in the structure bearing capacity and reliability. As regards complex structures, bearing capacity and reliability consist of the **value of the structure itself** connected with kinematically admissible failure mechanism (KAFM). That provides a physical basis of **probabilistic optimisation of the bearing capacity and reliability** of building structures at the design stage. It is also the case, when the structure bearing capacity and reliability are enhanced in order to make the structure energy-active.

Probabilistic optimisation of reliability yields particularly good results for hall structures. Their bearing capacity and reliability can be radically increased without increasing cross sections of the causative elements, because, at the same time, it is possible to reduce the impact of the stability loss on the bearing capacity of the covering. It should be mentioned that the bearing capacity of structure systems estimated with the academic methods, which rely on the strength of materials and the structure mechanics, contains inherent errors. For instance, statically determinate structures are the less safe, the more elements are found in the system. On the other hand, statically indeterminate structures are the safer, the more parallel, from the reliability standpoint, connections are found in a structure, and the more elements are contained in the minimal critical sets (MCS). **MCS of trusses is such a set in which, if only one truss is reliable, the whole set of trusses is reliable** [11]. That by no means excludes the work of supervision authority checking for defects, which contributes to enhancing the bearing capacity and reliability of trusses and girders in halls.

The paper discusses how, by introducing bracings that enforce parallel co-operation of the causative elements, it is possible to increase the structure bearing capacity and reliability. The issues under consideration are structures of hall coverings, in which

under gravitational load, beam failure mechanisms of separate girders, girder forms, or trusses can occur. In such structures, girders can be entered in cooperation by means of continuous vertical bracings between girders, and protected from stability loss due to bracings between trusses or girders as shown in Figure 1c, d, e. In this way a number of kinematically admissible failure mechanisms of the hall covering structure can be reduced to a single, segmented failure mechanism of girders or trusses. In this way, it is possible to substantially increase the bearing capacity and reliability of the hall covering structure, because standards [17] do not require the use of continuous longitudinal slope bracings along the hall or continuous vertical-longitudinal bracings between trusses and do not show the method of calculation.

In energy-active halls, additional loads in the form of power systems and temperature will occur. Additionally, structural causes of hall safety hazards described in work [13] still remain. That results in the bearing capacity and reliability being lower than those recommended by standards [16].

A comparison is made between the bearing capacity of hall girders and trusses coupled with a set of continuous bracings, shown in Figure 1c, d, e, with the bearing capacity and reliability of separately dimensioned solid hall girders and trusses.

2. Optimisation of the bearing capacity and reliability of hall girder coverings

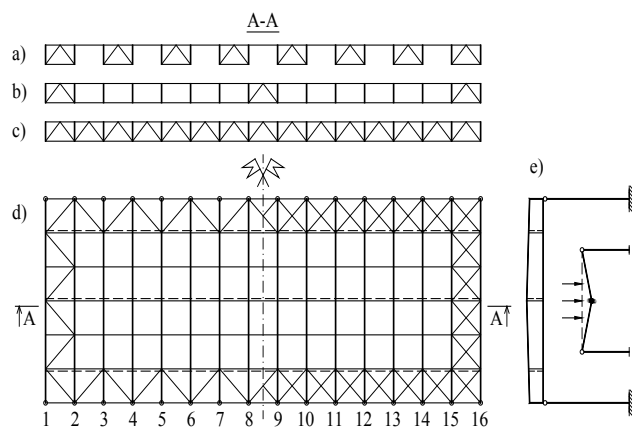


Fig. 1. Girder bracings: a) in pairs, b) key lateral, c) continuous lateral, d) slope, e) spacing on the girder + beam failure mechanism

Figure 1a shows an example of block lateral bracings of hall covering girders, which is readily used in the assembly of two blocked girders at a time. In Figure 1b, lateral bracings between girders, which limit the girder stability loss, are shown. Figure 1c presents

continuous lateral bracings between girders, which couple beam failure mechanisms of all girders into a single, segment failure mechanism. In Figure 1d, one can see continuous slope perimetral bracings that couple column tilt failure mechanisms into a single, segment column failure mechanism. The latter is discussed in a different paper. Broken lines in Figure 1d denote lateral bracings between girders. Figure 1e shows the spacing of bracings as seen on the girder.

If incomplete bracings, in accordance with Figure 1a or 1b, are applied, independent vertical girder displacements (keying) are possible. Consequently, girder failure frequency increases, whereas the covering bearing capacity and reliability decrease. That is illustrated by Examples 3 and 4 which concern independent KAFM of girders.

Example 1. Nine girders, joined in series, are given. The reliability of each girder is $p_2 = 0.999\,927\,650$, those are RC2 class with the index $t_2 = 3.8$ [16]. Failure frequency of a single girder amounts to $q_2 = 0.000\,072\,35$. Failure frequency of nine girders, joined in series, is: $q = 9q_2 = 0.000\,651\,15$, reliability $p = 1 - q = 0.999\,348\,85$. The reliability index is: $3.215 < 3.8$ below RC2 class, and also below RC1 class ($t = 3.3$) [16]. For sixteen girders that are not braced, failure frequency grows up to $q = 16q_2 = 0.0011576$, whereas reliability is reduced to $p = 0.998\,842\,4$, and the reliability index t drops to $3.04654 < 3.8$.

The quantile of the bearing capacity of the m girders braced (Fig. 1c) into a single, beam kinematically admissible failure mechanism is determined. It is assumed that m girders that have the coefficient of bearing capacity variation $v_1 = D(N)/E(N)$ were designed in accordance with the base reliability index $t_2 = 3.8$ recommended for common RC2 class structures [16]. The reliability index $t_2 = 3.8$ is historically validated against causative elements dimensioned in accordance with standards. The quantile of the bearing capacity of a single girder N_k , dimensioned in accordance with the standards [16] can be written in the following form (1) [11]:

$$N_k = E(N_1)[1 - t_2 v_1] \quad (1)$$

where: $E(N_1)$ – average (expected) bearing capacity of the girder, $t_2 = 3.8$ – reliability index, $v_1 = D(N_1)/E(N_1)$ – coefficient of the bearing capacity variation, $D(N_1)$ – standard deviation of the bearing capacity.

The quantile of the bearing capacity of m "identical" girders is as follows [11]:

$$N_k = m E(N_1)[1 - t_2 v_1 / m^{0.5}] \quad (2)$$

The ratio k of N_k quantile of the bearing capacity of m girders coupled in parallel to m number of N_{1k} quantiles of separate girders amounts to:

$$k = N_k / m N_{1k} = mE(N_1)[1 - t_2 v_1 / m^{0.5}] / mE(N_1)[1 - t_2 v_1] = [1 - t_2 v_1 / m^{0.5}] / [1 - t_2 v_1] \quad (3)$$

Example 2 describes the way in which coefficient k is estimated. This coefficient shows an increase in the bearing capacity of the braced segment of the covering girders as a function of m number of girders.

Example 2. Four, $m = 4$, girders are given. Those have the bearing capacity coefficient $v_1 = 0.06$ and the reliability index $t_2 = 3.8$. The quantile of the bearing capacity of a single girder amounts to:

$$N_{1k} = E(N_1)[1 - t_2 v_1] = E(N_1)[1 - 3.8 \times 0.06] = E(N_1)[1 - 0.228] = 0.772 E(N_1)$$

The quantile of the bearing capacity of a coupled set of $m = 4$ girders amounts to:

$$N_k = mE(N_1)[1 - t_2 v_1 / m^{0.5}] = 4E(N_1)[1 - 3.8 \times 0.06 / 2] = 4E(N_1)[1 - 0.114] = 4 \times 0.886 E(N_1).$$

Coefficient k of an increase in the bearing capacity of a segment of four coupled girders is as follows:

$$k = N_k / m N_{1k} = [1 - t_2 v_1 / m^{0.5}] / [1 - t_2 v_1] = 0.886 / 0.772 = 1.1477$$

Conclusion: The bearing capacity of four girders coupled with bracings has increased by 14.8%.

Table 1. presents coefficients k of an increase in the bearing capacity of m girders coupled with bracings, coefficients of the bearing capacity variation are $v_1 = 0.06; 0.08; 0.09; 0.1$, the recommended reliability index for RC2 class covering structure is $t = \beta = 3.8$. Lower row numbers indicate percentage increase in the bearing capacity of kinematically admissible failure mechanism of girder segment.

3. Optimisation of the bearing capacity and reliability of truss covering

Figure 2 shows exemplary continuous and lateral slope bracings between trusses. Bracings in Figure 2a, b limit the stability loss of the nodes. Bracings in Figure 2c, additionally, couple kinematically admissible failure mechanisms of trusses into a single kinematically admissible failure mechanism of the hall covering. The causative elements of the trusses are bars and bar-node joints (Fig. 2e).

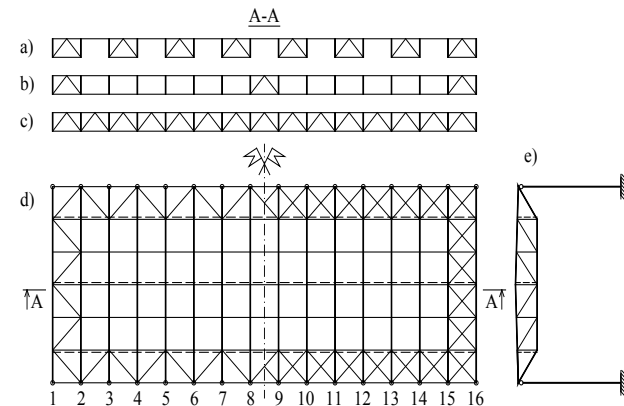


Fig. 2. Truss bracings: a) discontinuous, in pairs, b) key lateral, c) continuous, coupling trusses, d) slope, e) spacing of bracings on the truss

If no continuous bracing of the system of m statically determinate trusses made of bars that have the base reliability index $t_2 = 3.8$ is used, safety p of a truss made of n causative elements can be estimated from a known formula (4):

$$p = \prod \Pr\{N_i > S_i\} = \prod p_i = 1 - \sum q_i \quad (4)$$

where: $p_i = \Pr\{N_i > S_i\}$ – safety of the i -th bar or joint, S_i – load of the i -th element, $q_i = 1 - p_i$ – failure frequency of bars and joints, $p = 1 - \sum q_i$ – truss reliability.

In general construction, for RC2 class, the structure reliability index $t_2 = 3.8$ is recommended. The causative elements of a truss, dimensioned in accordance with standards, satisfy the requirements set by the codes. The

Table 1. Coefficients k of the bearing capacity of m braced girders of RC2 class hall covering

$m =$	2	3	4	5	6	7	8	9	12	16
$v = 0.06$ %	1.0865 8.7	1.1248 12.5	1.1477 14.8	1.1633 16.3	1.1748 17.5	1.1837 18.4	1.1909 19.1	1.1969 19.7	1.2101 21.0	1.2215 22.2
$v = 0.08$ %	1.1279 12.8	1.1846 18.5	1.2184 21.8	1.2414 24.1	1.2585 25.9	1.2717 27.2	1.2824 28.2	1.2919 29.1	1.3107 31.1	1.3276 32.8
$v = 0.09$ %	1.1522 15.2	1.2197 22.0	1.2599 26.0	1.2873 28.7	1.3076 30.8	1.3233 32.3	1.3360 33.6	1.3465 34.7	1.3697 37.0	1.3898 39.0
$v = 0.10$ %	1.1795 18.0	1.2590 25.9	1.3065 30.7	1.3388 33.9	1.3627 36.3	1.3829 38.3	1.3962 39.6	1.4086 40.9	1.4360 43.6	1.4597 46.0

reliability of statically determinate trusses, however, is the lower, the more causative elements are found in a truss. Causative elements include bars and bar-node joints. Thus, in order to estimate the reliability of a segment of trusses braced into a single kinematically admissible failure mechanism of trusses, it is necessary to employ the reliability of a truss, and not the reliability of truss elements. The structure elements dimensioned in accordance with standards meet the recommended reliability $p_2 = 0.999\,927\,650$ for RC2 class with the index $t_2 = 3.8$. The failure frequency of elements is $q_2 = 1 - p_2 = 0.000\,072\,350$. Expected failure frequency of a truss depends on the n number of causative elements and can be estimated from the formula:

$$q = n q_2 \quad (5)$$

Reliability p of a truss of n elements that have identical expected reliability is as follows:

$$p = 1 - n q_2 \quad (6)$$

Example 3. Estimation of the expected reliability of a truss that consists of $n = 100$ elements, each of which has the reliability index $t_2 = 3.8$. The truss failure frequency is $q_w = 100q_2 = 0.007\,235$. The truss reliability is: $p_w = 1 - n q_2 = 0.992\,765$. Estimated on the basis of distribution tables, the truss reliability index $t_w = 2.4454 < 3.8$ is lower than the index recommended for the weakest class structure [16].

If the trusses were joined in series, additional decrease in the bearing capacity and reliability of the covering would show due to the occurrence of independent vertical girder displacements caused by the lack of bracing continuity. The failure frequency of trusses would increase, whereas the bearing capacity and reliability of the covering would be diminished. That is illustrated by Example 4, which concerns the reliability of four girders that are being independently displaced.

Example 4. If four trusses remain to be joined in series, the system failure frequency will increase four times up to $q_w = 4q_2 = 0.028\,94$, while the reliability will decrease to $p_w = 1 - 4q_2 = 0.971\,06$. The reliability index will decrease to $t_w = 1.8951 < t = 3.3$ below RC1 class, for which the recommended reliability index for temporary structures amounts to $t = 3.3$.

Parallel coupling of four trusses with bracings into a single kinematically admissible failure mechanism of the covering increases the bearing capacity and reliability in the way described in Example 5.

Example 5. The quantile of reliability of a single truss is:

$$N_{1k} = E(N_1)[1 - 2.4454 \times 0.06] = \\ = E(N_1)[1 - 0.146724] = 0.853276 E(N_1)$$

The quantile of the bearing capacity of a coupled system of four trusses is:

$$N_k = 4E(N_1)[1 - 2.4454 \times 0.06/2] = \\ = 4E(N_1)[1 - 0.07336] = 4 \times 0.9266 E(N_1)$$

An increase in the bearing capacity of four coupled trusses, determined from formula (3) amounts to:

$$k = N_k/m N_{1k} = [1 - t_w v_1/2] / [1 - t_{100} v_1] = \\ = 0.9266 / 0.853276 = 1.086$$

Conclusion: The quantile of the bearing capacity of a coupled system of four trusses is greater than the sum of quantiles of the bearing capacity of four separate trusses by 8.6%. The reliability index amounts to: $t = 2 \times 2.4454 = 4.8908 > 4.3$ and is higher than the one recommended by standards for RC1, RC2 and RC3 classes. The reliability of the coupled system of four trusses is: $p = 0.999\,999\,498\,8$. The impact of parallel coupling with bracings of $m > 4$ statically determinate trusses which consist of 100 causative elements increases the bearing capacity and reliability of the structure kinematically admissible failure mechanism to the values higher than those recommended by the standards.

If nine trusses (of $v_1 = 0.06$ elements) are coupled in parallel with bracings into a single kinematically admissible failure mechanism, the bearing capacity of the covering is increased by 11.5%.

Table 2. Increase in the bearing capacity N_k of the covering of m coupled trusses, each of which contains 100 causative elements

$m =$	4	6	9	12	16
$v = 0.06$	1.086	1.1018	1.1146	1.1223	1.1289
%	8.6	10.2	11.5	12.2	12.9
$v = 0.08$	1.1216	1.1439	1.1621	1.1730	1.1824
%	12.2	14.4	16.2	17.3	18.2
$v = 0.10$	1.1618	1.1916	1.2158	1.2303	1.2428
%	16.2	19.2	21.6	23.0	24.3

Table 2 presents coefficients of increase in the bearing capacity of trusses braced in parallel, made of 100 causative elements that have the reliability index $t = 3.8$ (RC2 class), taking into account the coefficients of bearing capacity variation $v_1 = 0.06, 0.08, 0.10$. The truss reliability index calculated in Example 3 is: $t_w = 2.4454$. Bearing capacity increase due to the coupling of trusses with continuous bracings is determined in accordance with Example 5 from formula (3) in relation to the bearing capacity of statically determinate trusses that have the reliability index: $t_w = 2.4454 < 3.8$.

4. Summing-up, remarks and conclusions

The probabilistic analysis of the bearing capacity of the structure made of a hundred RC2 class elements, each of which has the reliability index $t = 3.8$, joined in series indicates as follows: the bearing capacity and reliability of a single truss of 100 causative elements, dimensioned on the basis of the standards in accordance with the reliability index $t = 3.8$ decreases to the index $t = 2.4454 < t = 3.3$ below RC1 class [16], for which the recommended reliability index $t = 3.3$ is the same as for a temporary structure.

If, as shown in the example, a larger number of trusses remain being joined in series, an additional decrease in the bearing capacity and reliability of the structure will occur. For four trusses that are left unbraced, the reliability index will further decrease to $t = 1.8951 < 3.3$, the latter is the index value recommended for temporary structures.

The use of continuous bracings, which couple more than four trusses in parallel, increases the structure bearing capacity and reliability, yielding the results higher than those for RC2 class. As in an average hall a substantial number of trusses is found, a general conclusion can be drawn: **in halls, in which a large number of trusses or girders are adequately coupled with bracings in accordance with Figure 2 c, d, e, it is possible to dimension the elements of those girders and trusses without the risk of lowering the bearing capacity and reliability of the covering to below RC2 class, which is recommended by the standard** [16].

The task of bracings in the optimised hall structure is to couple, in parallel, whole segments of the main elements into the mechanism of kinematic failure. Continuous vertical lateral bracings between trusses (Fig. 2 c) account for parallel cooperation of the trusses forming minimal critical sets of trusses (or girders) that increase their bearing capacity and reliability.

It should be mentioned that continuous lateral slope bracings and continuous longitudinal slope bracings along halls (Fig. 2), which fulfil an important role in limiting the impact of stability loss on truss bearing capacity, also couple columns into a minimal critical set (MCS) of columns related to the kinematically admissible tilt failure mechanism of columns. The above issue is discussed in a separate paper [13].

References

- [1] Biegus A.: *Podstawy probabilistycznej analizy bezpieczeństwa konstrukcji*, Of. Wyd. P. Wr. 1996.
- [2] Bogucki W.: *Budownictwo stalowe*, Wydanie czwarte, cz. 2. Arkady (1977), s. 33-35.
- [3] Gwóźdź M., Machowski A.: *Wybrane badania i obliczenia konstrukcji budowlanych metodami probabilistycznymi*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011.
- [4] Dziubdziela W., Kopociński B., Kowal Z.: *Ultimate bearing capacity of structural systems with minimal critical sets having joint elements in pairs*, Archives of Mechanics 25, 5 (1973), pp. 719-731.
- [5] Kopociński B., Kowal Z.: *Losowa nośność graniczna konstrukcji o dwóch minimalnych krytycznych zbiorach elementów mających elementy wspólne*. Arch. Inż. Łąd. 1 (1972), s. 103-115.
- [6] Kowal Z.: *Losowa moc graniczna konstrukcji złożonych jako obiektywna z punktu widzenia niezawodności miara stanu granicznego konstrukcji*, ZN Politechniki. Gdańskiej 187, Budownictwo Lądowe XXIII, Gdańsk 1972, s. 13-22.
- [7] Kowal Z.: *Zuverlässigkeit von Konstruktionssystemen*, Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden 25 (1976), H. 1/2, s. 265-270.
- [8] Kowal Z.: *O przyczynach zmniejszenia niezawodności konstrukcji stalowych wielkopowierzchniowych hal. On the causes of lower reliability of steel structures of large surface halls*, Remo 2009, Wiadomości Konserwatorskie 26 (2009), s. 565-573.
- [9] Kowal Z., Tkaczyk Ł.: *Uszkodzenia doczołowostycznych połączeń dźwigarów z falistym środnikiem*, Konferencja nt. Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje, 23-26 maj 2007, s. 607-614.
- [10] Kowal Z., Piotrowski R., Szychowski A.: *Szytywność połaciowa struktur prętowych o oczkach kwadratowych*, Konferencja nt. KILiW PAN i KN PZITB, Krynica – Rzeszów 2011, Z.N. Politechniki Rzeszowskiej nr 3 (2011)/II, s. 249-256.
- [11] Kowal Z.: *The formation of space bar structures supported by the system reliability theory*, Arch. of Civil and Mechanical Engineering, Polish Ac. of Sci.-Wrocław Branch. Wr. Univ. of Technology, V. XI, No. 1 (2011), pp. 115-133.
- [12] Kowal Z.: *Hazards associated with the load-bearing capacity of bar space structures during assembly and performance*, Promysłowe budownictwo ta inżynierii sporudy, Kijów (2011), pp. 675-682.
- [13] Kowal Z., *Probabilistyczna optymalizacja nośności słupów konstrukcji hal konwencjonalnych*, Konf. NT KILiW PAN i KN PZITB, Krynica – Rzeszów (2012), 2.59 (nr 3/2012/II) s. 185-192.
- [14] Łubiński M., Filipowicz A., Żółtowski W.: *Konstrukcje metalowe*, Arkady, Warszawa 2000.
- [15] Murzewski J.: *Niezawodność konstrukcji inżynierskich*, Arkady, Warszawa 1989.
- [16] Eurocod PN-EN – 1990:2002. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [17] Eurokod 3: PN-EN 1993-1 do 12 (2006-2008), Projektowanie konstrukcji stalowych.
- [18] Zieliński R.: *Tablice statystyczne*, PWN, Warszawa 1972.

Zbigniew Kowal

Probabilistyczna optymalizacja nośności konstrukcji przekryć hal konwencjonalnych

Streszczenie

W artykule pokazano sposób zwiększenia nośności i niezawodności belkowo-płatwiowych oraz wiązarowo-płatwiowych przekryć hal na podstawie probabilistycznej optymalizacji nośności realizowanej za pomocą sprzęgania stężeniami wiązarów przekrycia w jeden kinematycznie dopuszczalny mechanizm zniszczenia konstrukcji. Pokazano ilościowe przykłady wpływu ciągłych stężeń na nośności wiązarów i rygli. W tabelach umieszczono oszacowania współczynników k zwiększających nośność konstrukcji przekrycia w wyniku optymalizacji. Porównano nośność wiązarów hali sprzężonych kompletem ciągłych stężeń z nośnością i niezawodnością odrębnie wymiarowanych rygli oraz wiązarów.

Słowa kluczowe: probabilistyczna optymalizacja, hale, przekrycia

1. Wprowadzenie

Niezawodnością i bezpieczeństwem konstrukcji budowlanych zajmowało się wielu autorów. Aktualnie tą problematyką zajmują się w Polsce, między innymi: Biegus [1], Gwóźdź i Machowski [3], Dziubdziela [4], Kopociński [5], Murzewski [15] oraz Woliński. Jednakże z proponowanych rozwiązań realnie trafiają do projektowania oraz do dydaktyki i norm konstrukcji budowlanych tylko szczątkowe informacje. Wynikają z tego znaczące straty ekonomiczne i społeczne w budownictwie światowym. Wykorzystanie aktualnego, niedoskonałego stanu wiedzy o niezawodności systemów konstrukcyjnych mogłoby zapobiec wystąpieniu około 70% katastrof i awarii konstrukcji budowlanych. Jedną z przyczyn braku wdrożeń jest mnogość losowych wpływów o różnym znaczeniu na niezawodność konstrukcji. Wyróżnienie wpływów dominujących, nadających trend zwiększający lub zmniejszający nośność i niezawodność konstrukcji jest trudne. Nośność i niezawodność konstrukcji złożonych jest **wartością własną konstrukcji** stowarzyszoną z kinematycznie dopuszczalnymi mechanizmami zniszczenia (KDMZ) konstrukcji. Stanowi to fizyczną podstawę **probabilistycznej optymalizacji nośności i niezawodności** konstrukcji budowlanych w fazie projektowania, a także do zwiększenia nośności i bezpieczeństwa konstrukcji w procesie przystosowania do roli konstrukcji energoaktywnej.

Szczególnie efektywne wyniki daje probabilistyczna optymalizacja niezawodności konstrukcji hal, których nośność i niezawodność możemy radykalnie zwiększyć bez zwiększania przekrojów elementów sprawczych konstrukcji, gdyż jednocześnie możemy ograni-

czyć wpływ utraty stateczności na nośność przekrycia. Należy nadmienić, że nośność systemów konstrukcyjnych szacowana akademickimi metodami wytrzymałości materiałów i mechaniki budowli jest obciążona błędami systematycznymi. Na przykład konstrukcje statycznie wyznaczalne są tym mniej bezpieczne, im więcej elementów sprawczych występuje w systemie. Natomiast konstrukcje statycznie niewyznaczalne są tym bezpieczniejsze, im więcej równoległych z punktu widzenia niezawodności połączeń występuje w konstrukcji i im więcej elementów jest zawartych w minimalnych krytycznych zbiorach (MKZ). **MKZ wiązarów jest to taki zbiór, w którym jeśli jeden wiązar jest sprawny to cały zbiór wiązarów jest sprawny** [11]. Oczywiście nie wyklucza to konieczności nadzoru służb brakarskich skutkującego zwiększeniem nośności i niezawodności wiązarów i rygli hal.

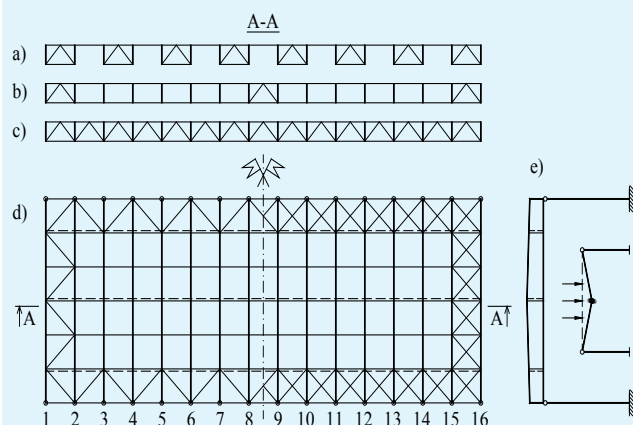
W artykule pokazano szczególny wpływ na zwiększanie nośności i niezawodności konstrukcji wprowadzania stężeń wymuszających równoległą współpracę elementów sprawczych konstrukcji. Weźmy pod uwagę konstrukcje przekryć hal, w których mogą występować pod obciążeniem grawitacyjnym belkowe mechanizmy zniszczenia odrębnych dźwigarów, postaci rygli lub wiązarów. W takich konstrukcjach rygle mogą być wprężane do współpracy przez ciągłe stężenia pionowe pomiędzy dźwigarami i zabezpieczane przed utratą stateczności za pomocą stężeń między wiązarami lub ryglami w sposób pokazany na rysunku 1c,d,e. W ten sposób możemy zredukować liczbę kinematycznie dopuszczalnych mechanizmów zniszczenia (KDMZ) konstrukcji nośnej przekrycia hali do jednego segmentowego mechanizmu zniszczenia rygli lub wiązarów.

W taki sposób możemy znacząco zwiększyć nośność i niezawodność konstrukcji przekrycia hali, gdyż normy [17] nie wymuszają stosowania ciągłych połaciowych stężeń podłużnych wzdłuż hali oraz ciągłych pionowo poprzecznych stężeń pomiędzy wiązarami i nie pokazują metody ich rachunku.

W halach energoaktywnych wystąpią dodatkowe obciążenia instalacjami energetycznymi oraz temperaturą. Ponadto pozostaną strukturalne przyczyny zagrożeń bezpieczeństwa hal opisane w pracy [8] skutkujące mniejszą nośnością i niezawodnością hal aniżeli zalecana w normach [16].

Porównajmy nośność rygli oraz wiązarów hali sprzężonych kompletem ciągłych stężeń pokazanych na rysunku 1c,d,e z nośnością i niezawodnością odrębnie wymiarowanych pełnościennych rygli lub wiązarów hali.

2. Optymalizacja nośności i niezawodności przekryć hal o konstrukcji ryglowej



Rys. 1. Stężenia rygli: a) parami, b) klawiszowe poprzeczne, c) poprzeczne ciągłe, d) połaciowe, e) rozmieszczenie na ryglu + belkowy mechanizm zniszczenia

Na rysunku 1a pokazano przykład blokowych stężeń poprzecznych rygli przekryć hal, chętnie wykorzystywanych w montażu po dwa zblokowane rygle naraz. Na rysunku 1b pokazano (klawiszowe) poprzeczne stężenia między ryglami ograniczające utratę stateczności rygli. Na rysunku 1c pokazano poprzeczne stężenia ciągłe między ryglami sprzęgające belkowe mechanizmy zniszczenia wszystkich rygli w jeden segmentowy mechanizm zniszczenia. Na rysunku 1d pokazano ciągłe połaciowe stężenia obwodowe sprzęgające przechyłowe mechanizmy zniszczenia słupów w jeden segmentowy mechanizm zniszczenia słupów będący przedmiotem odrębnej pracy [13]. Liniami przerywanymi oznaczono stężenia poprzeczne między ryglami. Na rysunku 1e pokazano rozmieszczenie stężeń w widoku na ryglu.

W przypadku zastosowania ułomnych stężeń według rysunków 1a lub 1b, umożliwiających niezależne przemieszczenia pionowe (klawiszowanie) rygli, awaryjność rygli ulega zwiększeniu a nośność i niezawodność przekrycia – zmniejszeniu. Pokazano to na przykładzie 3 i 4 niezależnych KDMZ rygli.

Przykład 1. Dane jest 9 szeregowo połączonych rygli o niezawodności $p_2 = 0,999\ 927\ 650$ każdy, klasy RC2 o wskaźniku $t_2 = 3,8$ [16]. Awaryjność pojedynczego rygla wynosi $q_2 = 0,000\ 072\ 35$. Awaryjność 9 szeregowo połączonych rygli wynosi: $q = 9q_2 = 0,000\ 651\ 15$. Niezawodność $p = 1 - q = 0,999\ 348\ 85$. Wskaźnik niezawodności wynosi: $3,215 < 3,8$ poniżej klasy RC2 a także poniżej klasy RC1 ($t = 3,3$) [16]. W przypadku 16 nie stężonych rygli awaryjność rośnie do $q = 16q_2 = 0,0011576$. Natomiast niezawodność maleje do $p = 0,998\ 842\ 4$ a wskaźnik t niezawodności do $3,04654 < 3,8$.

Wyznamy kwantyl nośności m rygli stężonych za pomocą stężeń (rys. 1c) w jeden belkowy kinematycznie dopuszczalny mechanizm zniszczenia (KDMZ). Załóżmy, że m rygli o współczynniku zmienności nośności $v_1 = D(N)/E(N)$ zaprojektowano według bazowego wskaźnika niezawodności $t_2 = 3,8$ zalecanego dla powszechnych konstrukcji klasy RC2 [16]. Wskaźnik $t_2 = 3,8$ niezawodności jest historycznie sprawdzony na elementach sprawczych konstrukcji wymiarowanych według norm. Kwantyl N_k nośności pojedynczego rygla zwymiarowany wg norm [16] możemy zapisać w postaci (1) [11]:

$$N_k = E(N_1)[1 - t_2 v_1] \quad (1)$$

gdzie: $E(N_1)$ – średnia nośność (oczekiwana) rygla, $t_2 = 3,8$ – wskaźnik niezawodności, $v_1 = D(N_1)/E(N_1)$ – współczynnik zmienności nośności, $D(N_1)$ – odchylenie standardowe nośności.

Kwantyl nośności równolegle sprzężonych m „jednakowych” rygli wynosi [11]:

$$N_k = m E(N_1)[1 - t_2 v_1 / m^{0,5}] \quad (2)$$

Stosunek k kwantyla N_k nośności m równolegle sprzężonych rygli do m kwantyli N_{1k} odrębnych rygli wynosi:

$$\begin{aligned} k &= N_k / m N_{1k} = \\ &= m E(N_1)[1 - t_2 v_1 / m^{0,5}] / m E(N_1)[1 - t_2 v_1] = \\ &= [1 - t_2 v_1 / m^{0,5}] / [1 - t_2 v_1] \end{aligned} \quad (3)$$

Sposób oszacowania współczynnika k pokazującego zwiększenie nośności stężonego segmentu rygli przekrycia w funkcji liczby m rygli pokazano w przykładzie 2.

Przykład 2. Dane są $m = 4$ rygle o współczynniku nośności $v_1 = 0,06$ oraz wskaźniku niezawodności $t_2 = 3,8$. Kwantyl nośności pojedynczego rygla wynosi:

$$N_{lk} = E(N_1)[1 - t_2 v_1] = E(N_1)[1 - 3,8 \times 0,06] = \\ = E(N_1)[1 - 0,228] = 0,772 E(N_1)$$

Kwantyl nośności sprzężonego zespołu $m = 4$ rygli wynosi:

$$N_k = mE(N_1)[1 - t_2 v_1 / m^{0,5}] = \\ = 4E(N_1)[1 - 3,8 \times 0,06 / 2] = 4E(N_1)[1 - 0,114] = \\ = 4 \times 0,886 E(N_1).$$

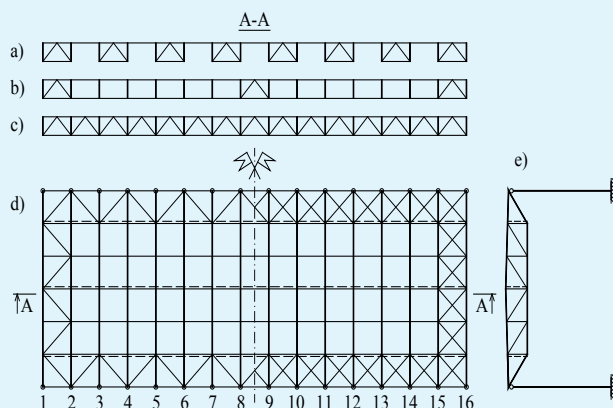
Współczynnik k zwiększenia nośności segmentu czterech sprzężonych rygli wynosi:

$$k = N_k / m N_{lk} = [1 - t_2 v_1 / m^{0,5}] / [1 - t_2 v_1] = \\ = 0,886 / 0,772 = 1,1477$$

Wniosek: Nośność czterech sprzężonych stężeń rygli zwiększa się o 14,8%.

W tabeli 1 zamieszczono współczynniki k zwiększenia nośności sprzężonych stężeńiami m rygli o współczynnikach zmienności nośności $v_1 = 0,06; 0,08; 0,09; 0,1$ konstrukcji przekrycia klasy RC2 o zalecanym wskaźniku niezawodności $t = \beta = 3,8$. Dolne liczby pokazują procentowe oszacowanie zwiększenia nośności KDMZ segmentu rygli.

3. Optymalizacja nośności i niezawodności przekrycia o konstrukcji wiązarowej



Rys. 2. Stężenia wiązarów: a) nieciągłe parami, b) klawiszowe poprzeczne, c) ciągłe sprzęgające wiązary, d) połączeniowe, e) rozmieszczenie stężeń na wiązarze

Na rysunku 2 pokazano przykładowe połączeniowe stężenia ciągłe i poprzeczne między wiązarami. Stężenia na rysunku 2a, b ograniczają utratę stateczności węzłów. Stężenia na rysunku 2c sprzęgają dodatkowo kinematycznie dopuszczalne mechanizmy zniszczenia wiązarów w jeden KDMZ przekrycia hali. Elementami sprawdzimi wiązarów są pręty oraz połączenia prętów z węzłami (rys. 2e).

W przypadku braku ciągłego stężenia układu m statycznie wyznaczalnych wiązarów wykonanych z prętów o bazowym wskaźniku niezawodności $t_2 = 3,8$ bezpieczeństwo p wiązara zbudowanego z n elementów sprawdzich można oszacować ze znanego wzoru (4):

$$p = \prod \Pr\{N_i > S_i\} = \prod p_i = 1 - \sum q_i \quad (4)$$

gdzie: $p_i = \Pr\{N_i > S_i\}$ – bezpieczeństwo i -tego pręta lub połączenia, S_i – obciążenie i -tego elementu, $q_i = 1 - p_i$ – awaryjność prętów i połączeń, $p = 1 - \sum q_i$ – niezawodność wiązara.

W budownictwie powszechnym klasy RC2 zalecany jest wskaźnik niezawodności konstrukcji $t_2 = 3,8$. Elementy sprawcze wiązara wymiarowane na podstawie norm spełniają zalecenia normowe. Natomiast niezawodność statycznie wyznaczalnych wiązarów jest tym mniejsza im więcej elementów sprawdzich występuje w wiązarze. Do elementów sprawdzich należą pręty i połączenia z prętów z węzłami. Zatem do oszacowania niezawodności segmentu wiązarów stężonych w jednym MKZ wiązarów należy posłużyć się niezawodnością wiązara a nie jego elementów. Elementy konstrukcji wymiarowane na podstawie norm spełniają zalecaną niezawodność $p_2 = 0,999\ 927\ 650$ klasy RC2 o wskaźniku $t_2 = 3,8$. Awaryjność elementów wynosi: $q_2 = 1 - p_2 = 0,000\ 072\ 350$. Oczekiwana awaryjność wiązara zależy od liczby n elementów sprawdzich i można ją oszacować ze wzoru:

$$q = n q_2 \quad (5)$$

Tabela 1. Współczynniki k nośności m stężonych rygli przekrycia hali klasy RC2

$m =$	2	3	4	5	6	7	8	9	12	16
$v = 0,06$ %	1,0865 8,7	1,1248 12,5	1,1477 14,8	1,1633 16,3	1,1748 17,5	1,1837 18,4	1,1909 19,1	1,1969 19,7	1,2101 21,0	1,2215 22,2
$v = 0,08$ %	1,1279 12,8	1,1846 18,5	1,2184 21,8	1,2414 24,1	1,2585 25,9	1,2717 27,2	1,2824 28,2	1,2919 29,1	1,3107 31,1	1,3276 32,8
$v = 0,09$ %	1,1522 15,2	1,2197 22,0	1,2599 26,0	1,2873 28,7	1,3076 30,8	1,3233 32,3	1,3360 33,6	1,3465 34,7	1,3697 37,0	1,3898 39,0
$v = 0,10$ %	1,1795 18,0	1,2590 25,9	1,3065 30,7	1,3388 33,9	1,3627 36,3	1,3829 38,3	1,3962 39,6	1,4086 40,9	1,4360 43,6	1,4597 46,0

Niezawodność p wiażara z n elementów o jednakowej niezawodności oczekiwanej wynosi:

$$p = 1 - n q_2 \quad (6)$$

Przykład 3. Oszacować oczekiwaną niezawodność wiażara złożonego z $n = 100$ elementów o wskaźniku niezawodności $t_2 = 3,8$ każdy. Awaryjność wiażara wynosi $q_w = 100q_2 = 0,007\,235$. Niezawodność wiażara wyniesie: $p_w = 1 - n q_2 = 0,992\,765$. Oszacowany z tablic rozkładu wskaźnik niezawodności wiażara $t_w = 2,4454 < 3,8$ jest mniejszy od wskaźnika zalecanego w najslabszej klasie konstrukcji [16].

W przypadku szeregowego połączenia wiażarów między sobą wystąpiłoby dodatkowe zmniejszenie nośności i niezawodności przekrycia wskutek występowania niezależnych przemieszczeń pionowych wiażarów z braku ciągłości stężeń. Awaryjność wiażarów uległaby zwiększeniu a nośność i niezawodność przekrycia zmniejszeniu. Pokazuje to przykład 4 niezawodności czterech niezależnie przemieszczających się rygli.

Przykład 4. W przypadku pozostawienia szeregowego połączenia czterech wiażarów, awaryjność systemu zwiększy się cztery razy do $q_w = 4q_2 = 0,028\,94$. Natomiast niezawodność zmniejszy się do $p_w = 1 - 4q_2 = 0,97106$. Wskaźnik niezawodności zmniejszy się do $t_w = 1,8951 < t = 3,3$ poniżej klasy RC1 o zalecanym wskaźniku niezawodności konstrukcji tymczasowych $t = 3,3$.

Natomiast równolegle sprzężenie czterech wiażarów za pomocą stężeń w jeden KDMZ przekrycia zwiększa nośność i niezawodność w sposób pokazany w przykładzie 5.

Przykład 5. Kwantyl niezawodności pojedynczego wiażara wynosi:

$$\begin{aligned} N_{1k} &= E(N_1)[1 - 2,4454 \times 0,06] = \\ &= E(N_1)[1 - 0,146724] = 0,853276 E(N_1) \end{aligned}$$

Kwantyl nośności sprzężonego układu czterech wiażarów wynosi:

$$\begin{aligned} N_k &= 4E(N_1)[1 - 2,4454 \times 0,06/2] = \\ &= 4E(N_1)[1 - 0,07336] = 4 \times 0,9266 E(N_1) \end{aligned}$$

Zwiększenie nośności sprzężonych czterech wiażarów wyznaczone ze wzoru (3) wynosi:

$$\begin{aligned} k &= N_k / m N_{1k} = [1 - t_w v_1 / 2] / [1 - t_{100} v_1] = \\ &= 0,9266 / 0,853276 = 1,086 \end{aligned}$$

Wniosek: Kwantyl nośności sprzężonego układu czterech wiażarów jest o 8,6% większy od sumy kwantyli nośności czterech odrębnych wiażarów. Wskaź-

nik t niezawodności wynosi: $t = 2 \times 2,4454 = 4,8908 > 4,3$ i jest większy niż zalecany w normach dla klas RC1, RC2 i RC3. Niezawodność sprzężonego układu czterech wiażarów wynosi: $p = 0,999\,999\,498\,8$. Oddziaływanie równoległego sprzężenia stężeniami $m > 4$ statycznie wyznaczalnych wiażarów złożonych ze 100 elementów sprawczych zwiększa nośność i niezawodność KDMZ ustroju powyżej nośności i niezawodności zalecanej w normach.

W przypadku równoległego sprzężenia dziewięciu wiażarów (z elementów $v_1 = 0,06$) za pomocą stężeń w jeden KDMZ, nośność przekrycia zwiększa się o 11,5%.

W tabeli 2 zamieszczono współczynniki zwiększania się nośności równolegle stężonych wiażarów zbudowanych ze 100 elementów sprawczych o wskaźniku niezawodności $t = 3,8$ (klasa RC2), biorąc pod uwagę współczynniki zmienności nośności $v_1 = 0,06, 0,08, 0,10$. Wskaźnik niezawodności wiażara obliczony w przykładzie 3 wynosi: $t_w = 2,4454$. Zwiększenie nośności wskutek sprzężenia wiażarów stężeniami ciągłymi wyznaczono według przykładu 5 ze wzoru (3) w stosunku do nośności wiażarów statycznie wyznaczalnych o wskaźniku niezawodności: $t_w = 2,4454 < 3,8$.

Tabela 2. Zwiększenie nośności N_k przekrycia z m sprzężonych wiażarów ze 100 elementów sprawczych każdy

$m =$	4	6	9	12	16
$v = 0,06$ %	1,086 8,6	1,1018 10,2	1,1146 11,5	1,1223 12,2	1,1289 12,9
$v = 0,08$ %	1,1216 12,2	1,1439 14,4	1,1621 16,2	1,1730 17,3	1,1824 18,2
$v = 0,10$ %	1,1618 16,2	1,1916 19,2	1,2158 21,6	1,2303 23,0	1,2428 24,3

4. Podsumowanie, uwagi i wnioski

Z probabilistycznej analizy współczynników nośności ustroju zbudowanego ze stu szeregowo połączonych elementów klasy RC2 o wskaźniku niezawodności $t = 3,8$ każdy, wynika, że: nośność i niezawodność pojedynczego wiażara o 100 elementach sprawczych zwymiarowanych na podstawie norm wg wskaźnika niezawodności $t = 3,8$ zmniejsza się do wskaźnika $t = 2,4454 < t = 3,3$ poniżej klasy RC1 [16] o zalecanym wskaźniku niezawodności $t = 3,3$ jak dla konstrukcji o krótkim okresie eksploatacji (tymczasowych).

W przypadku przykładowego pozostawienia szeregowego połączenia większej liczby wiażarów wystąpi dodatkowe zmniejszanie nośności i niezawodno-

ści ustroju. Na przykład w przypadku pozostawienia czterech nie stężonych wiązarów wystąpi dodatkowe zmniejszenie wskaźnika niezawodności do $t = 1,8951 < 3,3$ wskaźnika zalecanego dla budowli o krótkim okresie eksploatacji.

Zastosowanie ciągłych stężeń, sprzęgających równoległe z punktu widzenia niezawodności powyżej czterech wiązarów zwiększa nośność i niezawodność konstrukcji powyżej klasy RC2. Zważywszy, że w przeciętnej hali występuje znacząca liczba wiązarów, możemy wyciągnąć wniosek generalny: **W halach, w których występuje większa liczba wiązarów lub rygli poprawnie sprzężonych stężeniami wg rysunku 2c, d, e można elementy rygli i wiązarów wymiarować zgodnie z normami bez obawy zmniejszenia nośności i niezawodności przekrycia poniżej klasy RC2 zalecanej w normie [16].**

Zadaniem stężeń optymalizowanych konstrukcji hal jest równoległe sprzężenie w MKZ całych segmentów elementów głównych. Pionowe poprzeczne stężenia ciągle między wiązarami (rys. 2c) realizują równoległe współdziałanie wiązarów tworząc minimalne krytyczne zbiory wiązarów (lub rygli) zwiększające ich nośność i niezawodność.

Należy nadmienić, że ciągle stężenia połaciowe poprzeczne 1 i ciągle połaciowe stężenia podłużne wzdłuż hal (rys. 2), odgrywające ważną rolę w ograniczeniu wpływu utraty stateczności na nośność wiązarów, jednocześnie sprzęgają również słupy w minimalny krytyczny zbiór (MKZ) słupów stowarzyszonych z kinematycznie dopuszczalnym mechanizmem przechyłowym zniszczenia słupów. Jest to przedmiotem odrębnej pracy [13].

PAWEŁ KOSSAKOWSKI

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland
e-mail: kossak@tu.kielce.pl

APPLICATION OF PROGRAMS BASED ON BUILDING INFORMATION MODELLING (BIM) SYSTEM TO DESIGN OBJECTS OF STEEL-REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION

Abstract

The article presents issues related to the design of the steel-reinforced concrete structures using one of the available in Poland computer-aided design programs based on a system for Building Information Modelling (BIM) developed by Autodesk. The idea of BIM system applied in calculation and design process was briefly characterised. The practical application of software such as Autodesk's BIM-based system to design the building of mixed steel-reinforced concrete construction is presented.

Keywords: Building Information Model, BIM, steel-concrete construction

1. Introduction

Not long ago, a design engineer had equipment consisting of a drawing board, rulers and tools supporting the calculation process i.e. electronic calculator. Currently, this workshop has been transformed and it could be substantially diametrically reduced to a single device as a portable laptop computer.

The progress in the broadly defined *Computer Aided Engineering* (CAE), in the last several years has resulted in the introduction to the common use of software from the family of CAD (*Computer-Aided Design*), enabling the preparation of documentation in many areas of technology [1]. It seems that the philosophy of CAD systems developed so far is exploited and complete. The future belongs to the systems based on object-oriented approach, in which each element is a collection of information about its characteristic parameters. On this level, the idea of object-oriented Building Information Modelling (BIM) system was conceived.

This article includes opportunities for the design of buildings of mixed steel-reinforced concrete structures based on the BIM system using the available and popular software in the country namely, Autodesk AutoCAD Structural Detailing. This program comes

with software Autodesk Robot Structural Analysis and Autodesk Revit Structure into one complete system supporting the calculation and preparation of technical documentation. The article shows an example of practical application of the system to complete the project of building construction, the lower floors are designed as reinforced concrete, while the upper floor (production hall) and the overlap is designed as steel. In this example, examines the advantages and limitations encountered during the development of the project.

2. General IDEA of BIM system

The general idea of BIM is based on a digital description of all parameters associated with the project construction. This is not merely a collection of geometrical and material parameters defining the element or object in the basic construction of the 3D model. Depending on the level of BIM, additional parameters defining the project are time and cost [2], respectively qualify the model as a 4D and 5D. It should be noted that this classification is subjective and in many engineering applications, the 3D geometric model is treated as BIM.

Such software is used both in the design of building structures and mechanical. So far, a number of

solutions based on the concept of BIM were developed [3]. Among the solutions available on the market worth mentioning are the products of such companies as: Graphisoft ArchiCAD, Autodesk Revit, Nemetschek Allplan, Bentley Architecture, 4M Idea, Tekla Structures, GRAITEC Advance or DDS-CAD.

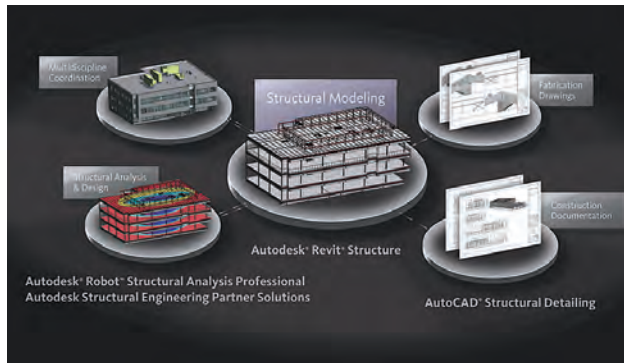


Fig. 1. Scheme of BIM system based on Autodesk software [4]

The BIM-based software is available in Poland and the most popular and advanced BIM system is a package called Autodesk AutoCAD Revit Structure Suite which includes AutoCAD, AutoCAD Structural Detailing and Revit Structure. It also includes a computer program based on finite element method, Autodesk Robot Structural Analysis. Individual programs allow reciprocal transfer of results, as shown in the Figure 1.

This transfer includes the geometry and profiles of steel components, the parameters of the analysed connections as well as information about the required reinforcement of reinforced concrete elements, so it is possible to prepare quickly the workshop documentation for construction.

3. Application of the BIM-based programs in designing

Briefly presented the Autodesk BIM software was used to design the building of mixed steel-reinforced concrete structures.

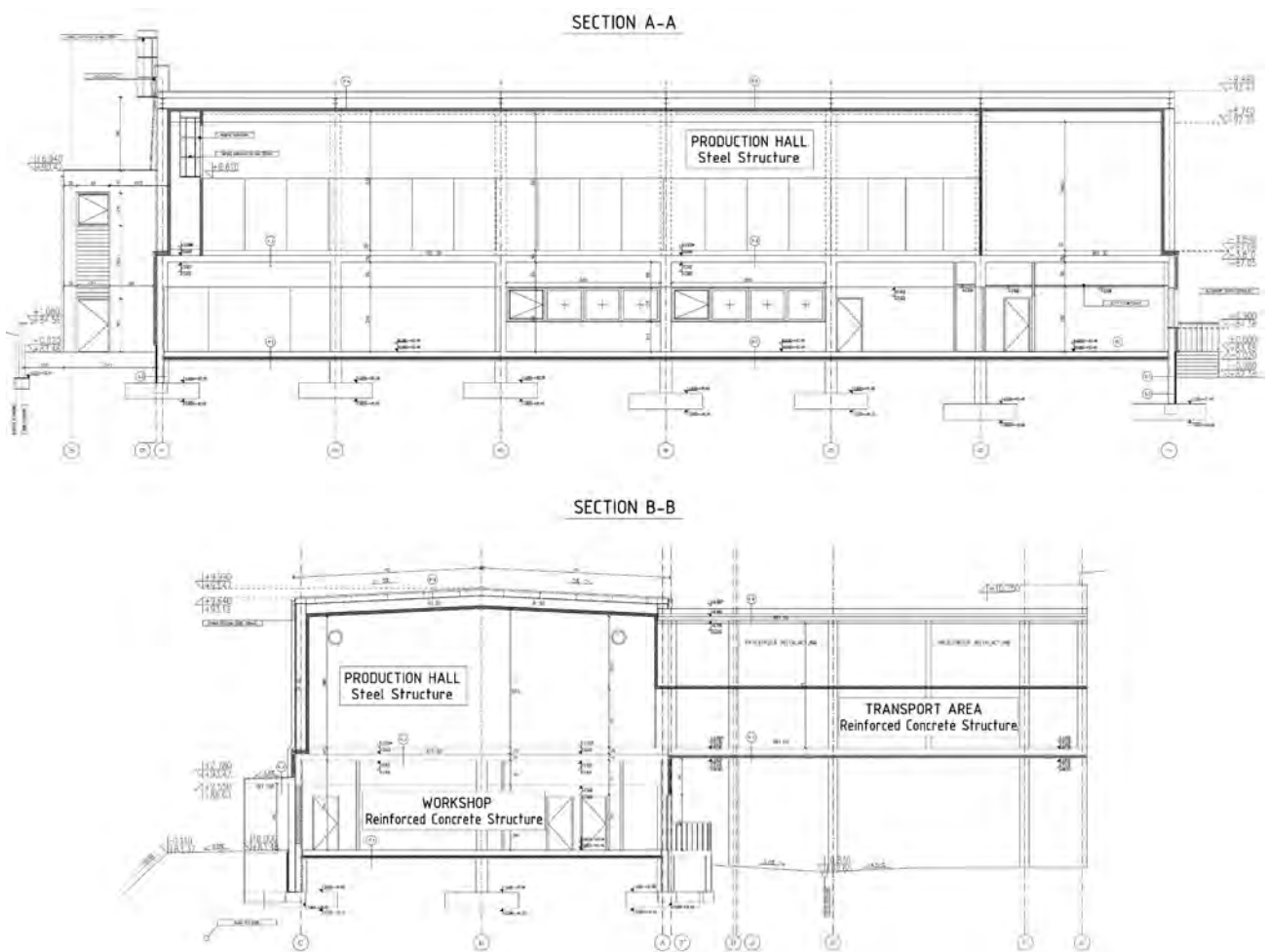


Fig. 2. Sections of designed building [6]

The designed building was a part of the investment including the enlargement of an existing food factory. The building had two floors above ground and was connected with the existing production facility at a level floor. The building was designed for use as storage facilities, sanitary facilities, office on the ground floor and production hall on the level floor.

The structure of the building the hall was designed in a mixed system, reinforced concrete and steel. Construction of ground floor consisted the reinforced concrete columns in the two-aisles system rigidly fixed in monolithic spread footing. The ceiling on the first floor was a reinforced concrete slab based on an orthogonal grid of reinforced concrete beams. Gable walls and the inner wall of the ground floor was designed as a monolithic reinforced concrete. The construction floor was designed as a system of transverse steel frames which were rigidly fixed in the first floor of reinforced concrete columns. In outer fields and the external walls of the building the bracings were designed to ensure an adequate the longitudinal stiffness of the structural system of the hall.

The whole designing process was based on Autodesk's BIM software such as AutoCAD and AutoCAD Structural Detailing in combination with the calculation program Autodesk Robot Structural Analysis, version 2010.

The first, preliminary stage of the design process was to develop the architectonic-structural concept of the building, in which its size, function, location and the structure were specified [5]. Due to the nature of such documentation, the concept was developed based on 2D design system using AutoCAD. Figure 2 shows cross sections of the designed building.

In the next stage a building construction project was developed [7]. Due to several problems related to the investment, such as the very nature of the extension that can require a detailed inventory, complex and sensitive subsoil, relatively large slope, the rigors of high technology related to the planned production (chemical corrosion), this step in addition to the process of preparing the documentation included a number of analysis, expertise and arrangements.

A key part of building design for construction of the building were static and strength calculations made with Autodesk Robot Structure Analysis. Calculations were performed using the spatial computational model consisting a steel rod of covering structures based on reinforced concrete beams and columns rigidly fixed in the foundation, as shown in Figure 3.

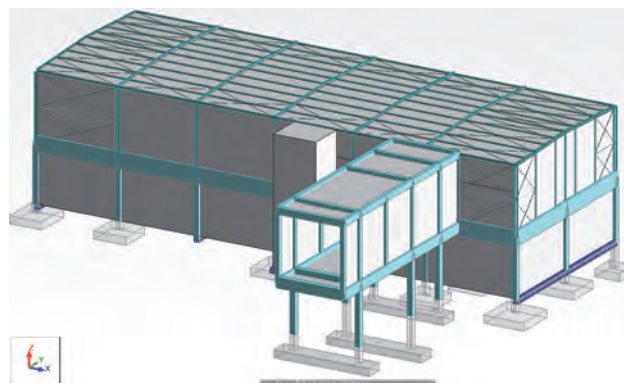


Fig. 3. Analytical model made in Autodesk Robot Structural Analysis program [7]

Part of the construction project drawing was made based on the AutoCAD platform and BIM system using AutoCAD Structural Detailing. A full spatial model of the building structure was built, as shown in Figure 4.

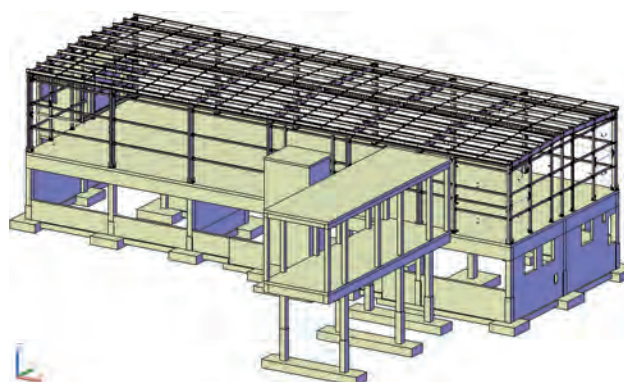


Fig. 4. Object model made in Autodesk Revit Structure program [7]

In the third stage of the development of technical documentation, i.e., the executive-workshop project [8] was based entirely on the Autodesk BIM system, constructed using the design phase, a model built in AutoCAD Structural Detailing (Fig. 4). However, due to the construction of the reinforced concrete structure and steel building was modelled using separate modules for detailing reinforced concrete and steel elements.

The steel structure was modelled in a detailing module of steel structures. The idea of modelling elements of steel structures in AutoCAD Structural Detailing is based on the parameterization of both individual components and connections between them. In the first stage the individual elements were modelled. Figure 5 shows the top view of the wall structure of the proposed hall.

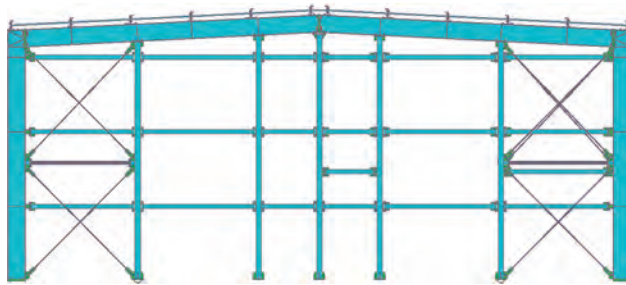
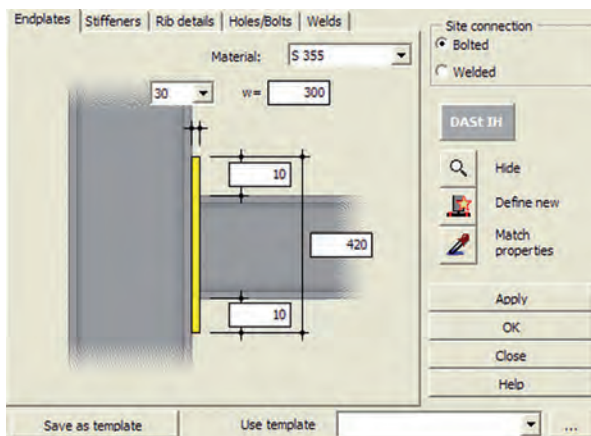
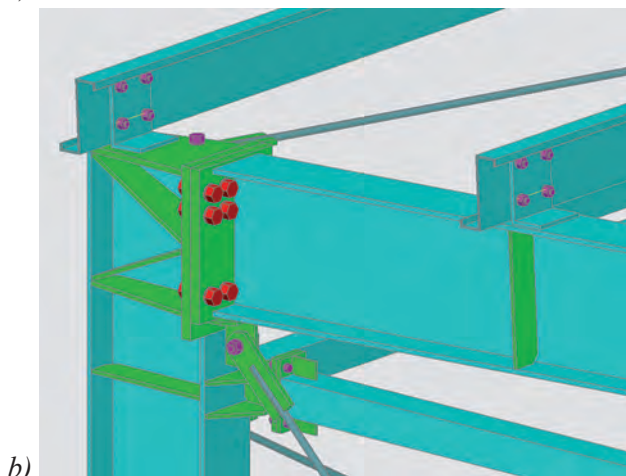


Fig. 5. View of the gable steel structure hall [8]

In the next stage the connections were modelled using standard library calls. Figure 6 shows a view of the procedure by which the next steps are defined in various geometric and material parameters of the connection. At any time, the connection parameters may be subject to editing. View of the main frame corner connection is shown in Figure 6b.



a)

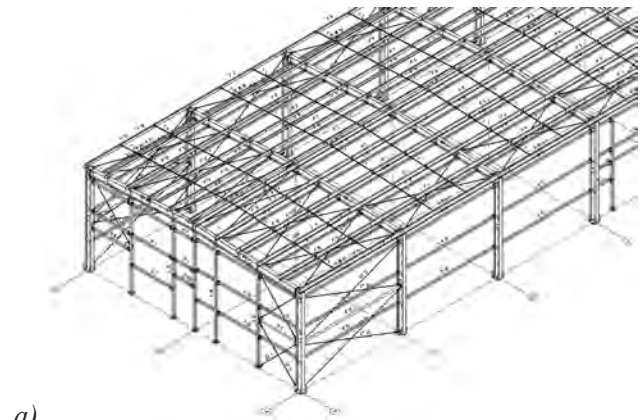


b)

Fig. 6. View of the option definitions of connection menu (a) and detail of the connection of the main frame corners (b) [8]

In this way, the model of geometric steel structure was built. In the next stage the individual elements

have been given numbers and began to prepare drawings on paper. The part of axonometric view of steel construction and a the assembly drawing of the gable wall is shown in Figure 7.



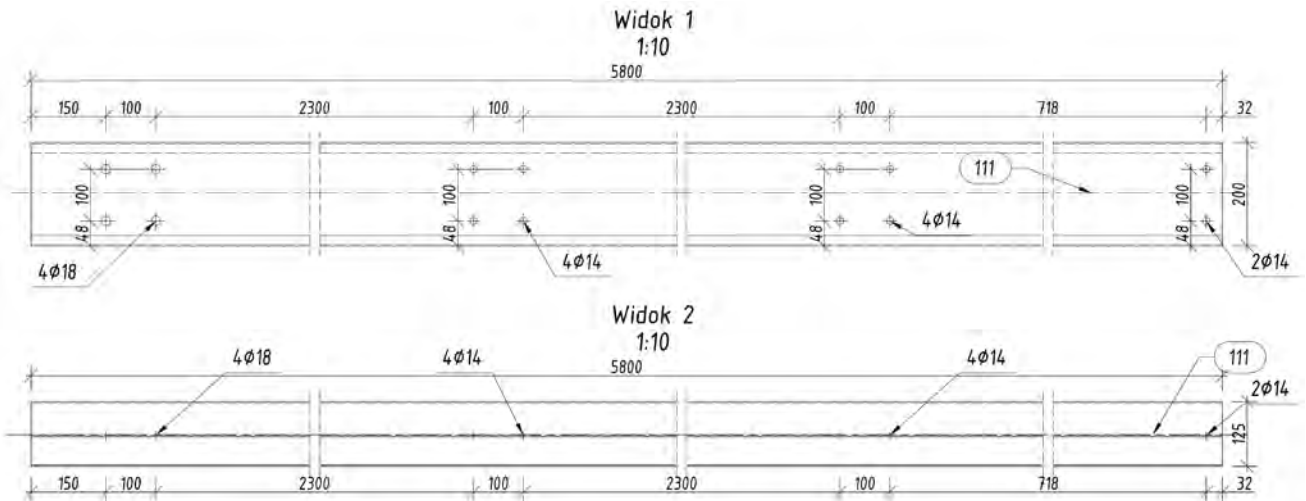


Fig. 8. Workshop drawing of the executive-bolt main hall [8]

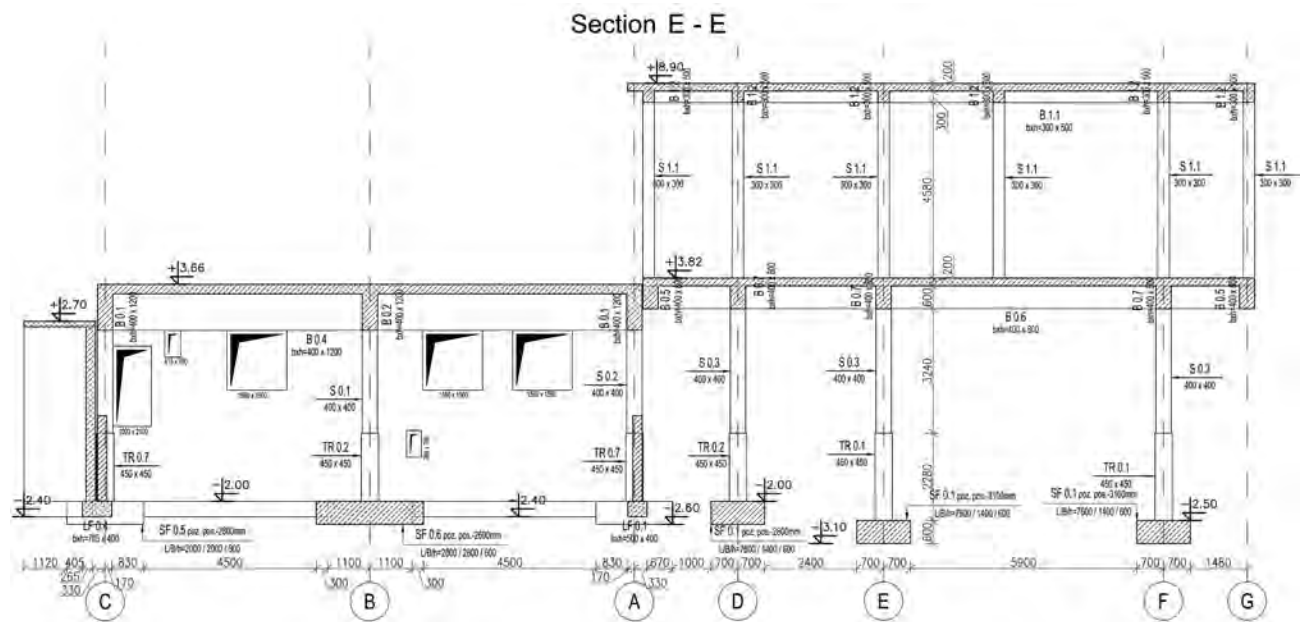


Fig. 9. Cross-section assembly drawing of the parts of a reinforced concrete building [8]

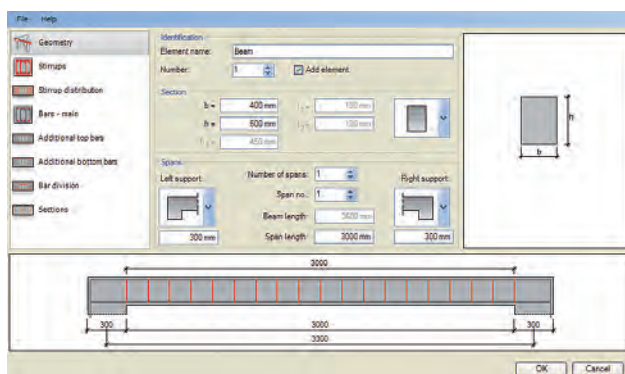


Fig. 10. View of the option menu, to define the RC beam

Figure 11 shows a finished drawing of the executive-workshop reinforced concrete beam prepared by using procedures contained in Autodesk Structural Detailing. All components, such as geometry, reinforcement, etc. were defined parametrically and each time it was possible to edit them.

4. Conclusions

As can be seen, the Building Information Modelling based software opens up new possibilities in comparison to the traditional way of designing. The major advantages of the approach, based on the BIM is the ability to create coherent structural model, which

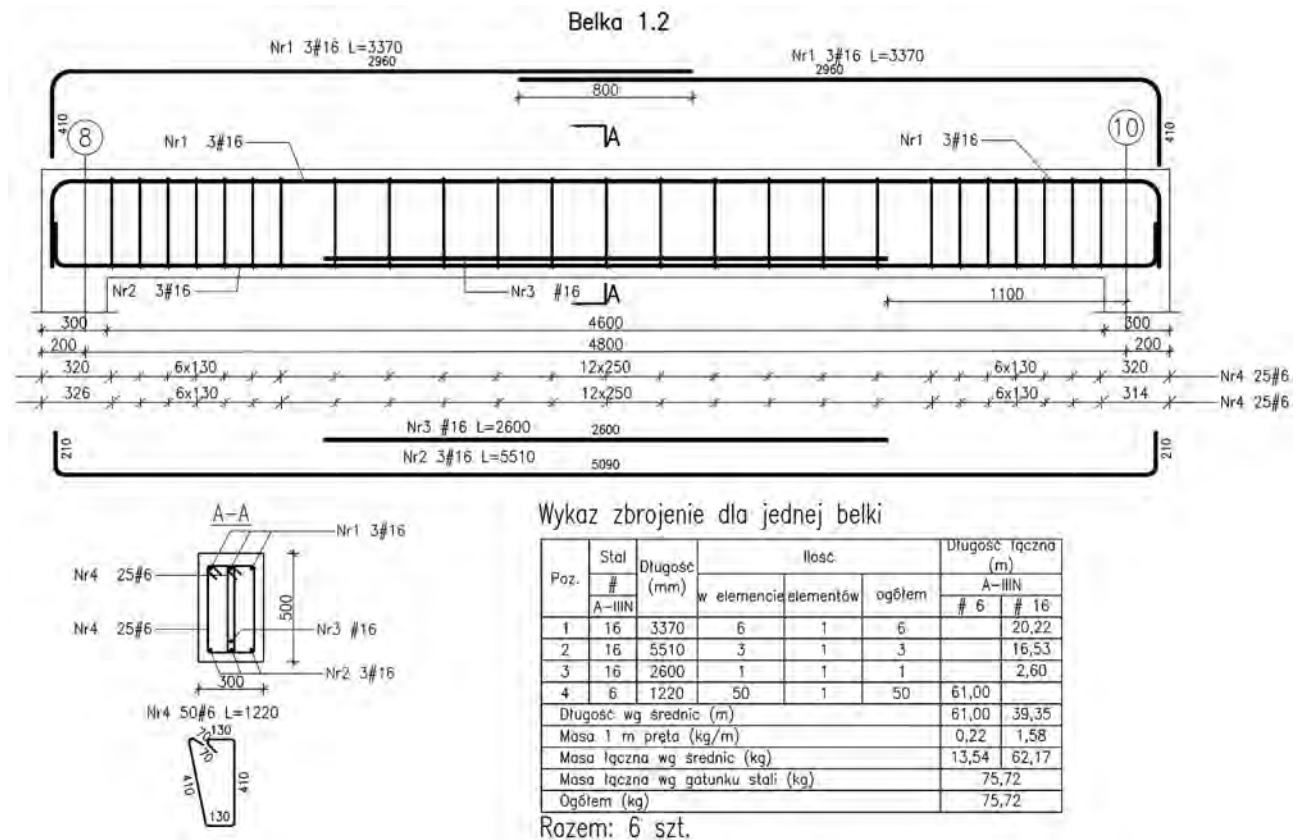


Fig. 11. Executive-workshop drawing of the reinforced concrete beam [8]

stores the whole range of information. With the ability to transfer from analytical module to detailing module parameters such as geometry, profile steel components, the parameters of the analysed connections as well as information about the required reinforcement of reinforced concrete elements, it is possible to update fast and precise greatly speed up and optimize the preparation of workshop design. Another advantage of BIM is the parameterization of the system previously described information to quickly and easily can be edited and updated. As a result, application of a BIM positive effect on the efficiency, accuracy and speed of preparation of technical documentation. Another very important advantage of the presented system is the automatic detection of a collision of elements adjacent to one another, which is of extreme importance in the case of steel structures with a high degree of geometric complexity. In this respect, software based on object-oriented is invaluable.

The system implemented in the used BIM software also creates some inconvenience. Although there are great opportunities in the modelling of individual features such as profiles of elements, connections, etc., it seems that, for example base of typical components

and connections is insufficient and widened slightly. While in a module detailing of steel components all components are in one coherent model, the module detailing of reinforced concrete elements, these elements are independent and are modelled separately in the form of object-like. Each defined element is described by drawing workshop where, is shown in his view, cross section and a summary of the material. So this is kind of two-dimensional mapping of the component in the form of parameterized information about its geometry, reinforcement, etc. Some possibilities in this regard creates Revit Structure, which in one model includes elements made of different materials, including concrete and steel. It should be noted however, that releasing separate modules from the detailing of steel and reinforced concrete in Autodesk AutoCAD Structural Detailing producer gave specific design of this type of construction by the introduction of dedicated procedures.

To conclude that the future of CAD systems is certainly based on the idea of BIM object modelling, based on the parameterization and the use of the presented software to complete the project shortened the execution time as well as greatly enhanced the quality.

References

- [1] White C.A., Carver G.: *Computer Visualization for the Theatre: 3D Modelling for Designers*, Oxford, Elsevier Ltd., 2003.
- [2] Zima K.: *Modelowanie informacji o budynku w procesie szacowania kosztów*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, nr 3/III, (2011), s. 289-296.
- [3] Eastman C., Tiecholz P., Sacks R., Liston K.: *BIM Handbook*, New Jersey: John Wiley & Sons, 2008.
- [4] *AutoCAD Structural Detailing*, materiały informacyjne, Autodesk 2010.
- [5] Kossakowski P.: *Koncepcja konstrukcyjna. Budowa budynku hali produkcyjnej na dz. 122/7, 122/8, położonej w miejscowości Kończyce, gm. Nowe, Kielce 2010.*
- [6] Markulis W., Heciak J., Janik J.: *Projekt budowlany architektoniczny. Budowa budynku hali produkcyjnej na dz. 122/7, 122/8, położonej w miejscowości Kończyce, gm. Nowe, Kielce 2010.*
- [7] Kossakowski P., Ostap A.: *Projekt budowlany konstrukcyjny. Budowa budynku hali produkcyjnej na dz. 122/7, 122/8, położonej w miejscowości Kończyce, gm. Nowe, Kielce 2010.*
- [8] Ostap A., Podstawka D., Kossakowski P.: *Projekt wykonawczy konstrukcyjny. Budowa budynku hali produkcyjnej na dz. 122/7, 122/8, położonej w miejscowości Kończyce, gm. Nowe, Kielce 2010.*

Paweł Kossakowski

Zastosowanie programów BIM w projektowaniu obiektów o konstrukcji stalowo-żelbetowej

1. Wprowadzenie

Jeszcze nie tak dawno inżynier-projektant dysponował sprzętem składającym się z deski kreślarskiej, rapidografów, linijki i narzędzia wspomagającego proces obliczeniowy czyli kalkulatora. Obecnie warsztat ten uległ diametralnej przemianie i w zasadzie można by go zredukować do jednego tylko urządzenia w postaci komputera przenośnego typu laptop.

Postęp w dziedzinie szeroko rozumianego „komputerowego wspomagania prac inżynierskich” z angielskiego *Computer Aided Engineering* (CAE), w okresie ostatnich kilkunastu lat zaowocował wprowadzeniem do powszechnego użytku oprogramowania z rodziny CAD (*Computer-Aided Design*), umożliwiającego przygotowywanie dokumentacji w wielu dziedzinach techniki [1]. Wydaje się, że filozofia systemów CAD opracowanych do tej pory jest wyeksploatowana i kompletna. Przyszłość należy do systemów opartych na podejściu obiektowym, w którym każdy element jest zbiorem informacji o jego charakterystycznych parametrach. Na tej płaszczyźnie zrodziła się idea obiektowego modelowania informacji o budynku z angielskiego Building Information Model w skrócie BIM.

W artykule przybliżono możliwości w zakresie projektowania obiektów budowlanych o mieszanej konstrukcji stalowo-żelbetowej w oparciu o system BIM przy zastosowaniu dostępnego i popularnego w kraju oprogramowania firmy Autodesk a mianowicie AutoCAD Structural Detailing. Program ten wchodzi wraz z oprogramowaniem Autodesk Robot Structural Analysis i Autodesk Revit Structure w jeden kompletny system wspomagający proces obliczeń i sporządzania dokumentacji technicznej. W artykule pokazano przykład praktycznego zastosowania systemu do wykonania projektu konstrukcji budynku, którego dolną kondygnację zaprojektowano jako żelbetową, natomiast górną kondygnację (halę produkcyjną) wraz z przekryciem zaprojektowano jako stalową. Na prezentowanym przykładzie przeanalizowano wady i ograniczenia jakie napotkano w trakcie opracowywania projektu.

2. Ogólna idea systemu BIM

Ogólna idea BIM oparta jest na cyfrowym opisie wszystkich parametrów związanych z przedsięwzięciem budowlanym. Nie jest to więc jedynie zbiór parametrów geometrycznych i materiałowych definiują-

cych element czy obiekt budowlany w podstawowym zakresie modelu 3D. W zależności od poziomu BIM, dodatkowymi parametrami definiującymi przedsięwzięcie są czas i koszt [2], kwalifikujące odpowiednio dany model jako 4D i 5D. Należy jednak zaznaczyć, że powyższa kwalifikacja jest subiektywna i w wielu aplikacjach inżynierskich model geometryczny 3D traktowany jest już jako BIM.

Idea BIM została wprowadzona w szeregu programach [3], używanych zarówno w projektowaniu konstrukcji budowlanych, jak i mechanicznych. Na rynku dostępne jest oprogramowanie takich firm jak: Graphisoft ArchiCAD, Autodesk Revit, Nemetschek Allplan, Bentley Architecture, 4M Idea, Tekla Structures, Gritec Advance czy DDS-CAD.

Z dostępnego w Polsce oprogramowania najbardziej popularnym i zaawansowanym systemem BIM jest pakiet firmy Autodesk pod nazwą AutoCAD Revit Structure Suite w skład którego wchodzi programy AutoCAD, AutoCAD Structural Detailing oraz Autodesk Revit Structure. Dopelnieniem jest program obliczeniowy oparty na metodzie elementów skończonych Autodesk Robot Structural Analysis. Poszczególne programy umożliwiają wzajemny transfer rezultatów, co pokazano na rysunku 1.

Transferowi podlega geometria i profile elementów stalowych, parametry analizowanych połączeń, jak również informacje o wymaganym zbrojeniu elementów żelbetowych, dzięki czemu możliwe jest szybkie przygotowanie dokumentacji warsztatowej dla konstrukcji.

3. Przykład zastosowania

Przedstawione pokrótce oprogramowanie BIM firmy Autodesk zastosowano do przygotowania dokumentacji projektowej budynku o mieszanej konstrukcji stalowo-żelbetowej.

Projektowany budynek wchodził w zakres inwestycji polegającej na rozbudowie istniejącego zakładu produkcyjnego o profilu spożywczym. Budynek miał dwie kondygnacje nadziemne i był połączony z istniejącym zakładem produkcyjnym za pomocą łącznika w poziomie piętra. Budynek zaprojektowano z przeznaczeniem na pomieszczenia magazynowe, sanitarne, biurowe na kondygnacji parteru oraz hali produkcyjnej na kondygnacji piętra.

Konstrukcja nośna budynku hali zaprojektowana została w układzie mieszanym, żelbetowo-stalowym. Konstrukcja parteru składa się ze słupów żelbetowych w układzie dwunawowym sztywno zamocowanych w monolitycznych stopach fundamentowych. Strop

nad pierwszą kondygnacją stanowiła płyta żelbetowa oparta na ortogonalnym ruszcie z belek żelbetowych. Ściany szczytowe oraz ścianę wewnętrzną parteru zaprojektowano jako żelbetowe monolityczne. Konstrukcja piętra zaprojektowana została jako jedonawowy układ poprzecznych ram stalowych, sztywno zamocowanych w słupach żelbetowych kondygnacji 1. W skrajnych polach połączeń i ścian zewnętrznych zaprojektowano stężenia zapewniające odpowiednią sztywność podłużną układu konstrukcyjnego hali. Projektowana hala połączona została z częścią istniejącą zakładu za pomocą oddylatowanego łącznika o konstrukcji żelbetowej monolitycznej.

Cały proces projektowy oparto na systemie BIM firmy Autodesk w postaci programów AutoCAD i AutoCAD Structural Detailing w powiązaniu z programem obliczeniowym Autodesk Robot Structural Analysis w wersji 2010.

Pierwszym, wstępnym etapem procesu projektowego było opracowanie koncepcji architektoniczno-konstrukcyjnej budynku, w ramach której określono jego gabaryty, funkcję, lokalizację oraz konstrukcję [5]. Z uwagi na charakter tego typu dokumentacji, koncepcję opracowano w oparciu o system projektowania 2D przy zastosowaniu programu AutoCAD. Na rysunku 2 pokazano przekroje projektowanego budynku.

Etap następny to opracowanie projektu budowlanego budynku [7]. Z uwagi na szereg problemów związanych z realizacją inwestycji takich jak sam charakter budowy wymagającej wykonania szczegółowej inwentaryzacji, skomplikowane i wrażliwe podłoże gruntowe, dość duże nachylenie terenu, wysokie rygory technologiczne związane z planowaną produkcją (korozja chemiczna), etap ten oprócz procesu przygotowywania dokumentacji obejmował szereg analiz, ekspertyz i uzgodnień. Podstawową częścią projektu budowlanego w zakresie konstrukcji budynku były obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykonane w programie Autodesk Robot Structure Analysis. Obliczeniom poddano przestrzenny model obliczeniowy składający się z prętowej stalowej konstrukcji przekrycia opartej na podciągach i słupach żelbetowych sztywno zamocowanych w fundamentach, tak jak to pokazano na rysunku 3.

Część rysunkowa projektu budowlanego wykonana została w oparciu o platformę AutoCAD jak również system BIM przy użyciu oprogramowania AutoCAD Structural Detailing. Zbudowano pełny, przestrzenny model konstrukcji budynku, pokazany na rysunku 4.

W trzecim etapie opracowywania dokumentacji technicznej, tj. w trakcie wykonywania projektu wykonawczo-warsztatowego [8] oparto się w całości na systemie BIM firmy Autodesk, wykorzystując wykonany na etapie projektu budowlanego modelu budynku w programie AutoCAD Structural Detailing (rys. 4). Jednakże ze względu na budowę programu konstrukcję żelbetową i stalową budynku modelowano przy użyciu wydzielonych modułów do detalowania elementów żelbetowych i stalowych.

Konstrukcja stalowa modelowana była w module detalowania konstrukcji stalowych. Idea modelowania elementów konstrukcji stalowych w programie AutoCAD Structural Detailing oparta jest na parametryzacji zarówno poszczególnych elementów jak i połączeń pomiędzy nimi. W pierwszym etapie modelowano poszczególne elementy. Na rysunku 5 pokazano widok konstrukcji ściany szczytowej projektowanej hali.

W kolejnym etapie modelowano połączenia pomiędzy elementami używając bibliotek połączeń typowych. Na rysunku 6a pokazano widok procedury, za pomocą której w kolejnych krokach definiowane są poszczególne parametry geometryczne i materiałowe połączenia. W dowolnym momencie parametry połączenia mogą być poddawane edycji. Widok połączenia naroża ramy głównej pokazano na rysunku 6b.

W ten sposób zbudowano model geometryczny konstrukcji stalowej hali. W kolejnym etapie nadano poszczególnym elementom numerację i przystąpiono do przygotowywania dokumentacji rysunkowej w formie papierowej. Fragment widoku aksonometrycznego konstrukcji stalowej hali oraz rysunek zestawczo-złożeniowy ściany szczytowej pokazano na rysunku 7.

Z punktów widzenia optymalizacji wykonania dokumentacji wykonawczo-warsztatowej najistotniejszym etapem jest przygotowanie rysunków poszczególnych elementów, co w przypadku zastosowanego oprogramowania było efektywne i szybkie. W krótkim czasie możliwe było przygotowanie kompletnej i dokładnie wykonanej dokumentacji, w formie przedstawionej na rysunku 8.

Równolegle z wykonywaniem projektu wykonawczo-warsztatowego konstrukcji stalowej przebiegały prace nad częścią żelbetową. W pierwszym kroku wykonano rysunki szalunkowe, zestawczo-złożeniowe dla poszczególnych kondygnacji oraz przekroje (rys. 9).

Następnie przy pomocy analogicznych procedur jak w przypadku konstrukcji stalowej przygotowano

rysunki wykonawczo-warsztatowe poszczególnych elementów konstrukcyjnych korzystając z bibliotek elementów typowych takich jak fundamenty, belki, słupy i płyty żelbetowe (rys. 10 i 11).

Na rysunku 11 pokazano gotowy rysunek wykonawczo-warsztatowy belki żelbetowej przygotowany za pomocą gotowych procedur zawartych w programie Autodesk Structural Detailing. Wszystkie elementy składowe, tj. geometria, zbrojenie itp. były definiowane parametrycznie i w każdym momencie możliwa była ich edycja.

4. Podsumowanie

Jak widać, oprogramowanie oparte na systemie modelowania informacji o budynku stwarza nowe możliwości w porównaniu do tradycyjnego sposobu projektowania. Z najważniejszych zalet podejścia opartego na systemie BIM jest możliwość tworzenia spójnego modelu konstrukcji, w którym przechowywanych jest cały szereg informacji. Dzięki możliwości transferu z modułu obliczeniowego do modułu detalowego parametrów takich jak geometria, profile elementów stalowych, parametry analizowanych połączeń, jak również informacje o wymaganym zbrojeniu elementów żelbetowych, możliwa jest ich szybka i precyzyjna aktualizacja znacznie przyspieszająca i optymalizująca proces przygotowania dokumentacji warsztatowej konstrukcji. Kolejnym atutem systemu BIM jest parametryzacja opisanych poprzednio informacji, które w szybki i prosty sposób mogą być edytowane i aktualizowane. W efekcie zastosowanie systemu BIM korzystnie wpływa na efektywność, dokładność i szybkość przygotowania dokumentacji technicznej. Kolejną bardzo ważną zaletą prezentowanego systemu jest automatyczne wykrywanie kolizji elementów stykających się ze sobą, co ma kolosalne znaczenie w przypadku stalowych konstrukcji o wysokim stopniu skomplikowania geometrycznego. W tym zakresie oprogramowanie oparte na detalowaniu obiektowym jest nieocenione.

System BIM zaimplementowany w zastosowanym oprogramowaniu stwarza również pewne uciążliwości. Choć istnieją duże możliwości w modelowaniu cech indywidualnych takich jak profile elementów, połączenia itp., to wydaje się, że na przykład baza typowych elementów i połączeń jest niedostateczna i poszerzana w niewielkim stopniu. O ile w module detalowania elementów stalowych wszystkie elementy konstrukcyjne znajdują się w jednym spójnym modelu, to w module detalowania elementów żelbetowych elementy te są niezależne i modelowane osob-

no w postaci pseudoobiektowej. Każdy zdefiniowany element opisany jest przez rysunek warsztatowy, na którym, pokazany jest jego widok, przekrój i zestawienie materiału. Jest to więc niejako odwzorowanie dwuwymiarowe elementu konstrukcyjnego w postaci sparametryzowanych informacji o jego geometrii, zbrojeniu itp. Pewne możliwości w tym zakresie stwarza program Revit Structure, w którym w jednym modelu zawarte są elementy wykonane z różnych materiałów, w tym z betonu i stali. Należy jednak zauważyć, że wydzielając osobne moduły od detalowania elementów stalowych i żelbetowych w programie Autodesk AutoCAD Structural Detailing producent oddał specyfikę projektowania tego typu konstrukcji przez wprowadzenie procedur dedykowanych.

Podsumowując należy stwierdzić, że przyszłość projektowania CAD to z pewnością systemy oparte na idei modelowania obiektowego BIM, opartego na parametryzacji, a zastosowanie prezentowanego oprogramowania do wykonania projektu skróciło jego czas wykonania jak również wydatnie podwyższyło jego jakość.

THE INVESTIGATION OF STABILITY OF DOUBLE-LAYER OCTAHEDRON-BASED GEODESIC DOMES

Abstract

The paper presents the investigation of stability of two double-layer octahedron-based geodesic domes. The stability analysis includes the forces acting in the bars as well as the displacements of the nodes with a static point load of 10 kN applied to the top symmetrical node. The investigation was conducted with both identical constant cross-section of all the bars and variable cross-sections (with their adjustment to the internal forces) in each of the bar groups. Moreover, diagrams illustrating the rates of change of the values of the forces and displacements were presented. Also the limit values were determined, above which the analysed structures are unstable..

Keywords: double-layer geodesic dome, stability of construction, allowable stress

1. Introduction

Geodesic domes can be applied as roof coverings for arenas, halls, shopping centres, etc. Constructed of metal bars, they produce lightweight structures, the span of which can range up to 200 m, without the application of any intermediate supports. The bar structures of the low-profile single-layer domes are particularly susceptible to stability loss. Therefore, constructing double-layer structures, which are formed by topological transformations of, e.g. Platonic solids, is a more expedient solution. Such structures, made up of two layers connected together by means of bracing members, show greater stability than single-layer domes [1].

2. Analysis model

Three 8-, 32- and 128-hedral single-layer bar structures, obtained on the basis of the first method of equilateral triangle division [2], were chosen. These structures were properly connected into two double-layer bar domes, the former made up of the 8-hedron and 32-hedron, and the latter of the 32- and 128-hedron.

The dome generated from the 8-hedron and 32-hedron consists of nodes numbered 1÷13 that constitute the vertices of the 32-hedron and nodes 14÷18 that are the vertices of the 8-hedron. On the basis of the conducted analysis all the nodes were arranged in 4 groups (Table 1).

Table 1. The nodes of the double-layer geodesic dome generated from the 8- and 32-hedron, arranged in groups

nodes groups	numbers of nodes
1	1
2	2, 3, 7, 10
3	14
4	4, 5, 6, 8, 9, 11, 12, 13, 15, 16, 17, 18

The bars numbered 1÷28 constitute the edges of the 32-hedron, bars 29÷36 constitute the edges of the 8-hedron, and the bars numbered 37÷52 are the bracing members. Like the nodes, all the bars were also systematised and arranged into 8 groups (Table 2).

Table 2. The bars of the double-layer geodesic dome generated from the 8- and 32-hedron, arranged w groups

bars groups	numbers of bars
1	3, 11, 18, 24
2	37, 38, 39, 40
3	6, 9, 13, 16, 20, 23, 26, 28, 33, 34, 35, 36, 42, 43, 45, 46, 48, 49, 51, 52
4	5, 7, 12, 14, 19, 21, 25, 27
5	29, 30, 31, 32
6	41, 44, 47, 50
7	4, 8, 15, 22
8	1, 2, 10, 17

The topology of $\frac{1}{4}$ part of the investigated double-layer dome generated from of the 8- and 32-hedron was presented in Figure 1.

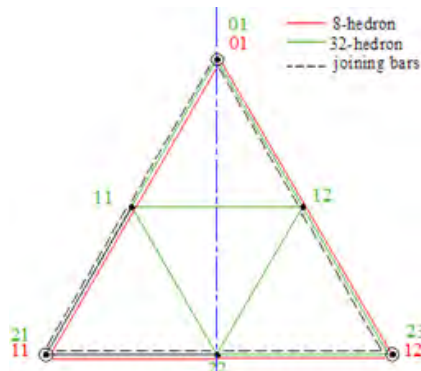


Fig. 1. The topology of one cell of the investigated double-layer dome made up of the lattices of the 8-hedron and 32-hedron

The other double-layer dome made up of the lattices of the 32- and 128-hedron has got nodes 1÷41 corresponding to the vertices of the 128-hedron and nodes 42÷54 constituting the vertices of the 32-hedron. All the nodes were arranged in 9 groups (Table 3).

Table 3. The nodes of a double-layer geodesic dome generated from the 32- and 128-hedron, arranged in groups

nodes groups	numbers of nodes
1	1
2	4, 6, 18, 28
3	5, 17, 27, 36
4	2, 3, 16, 26
5	42
6	43, 44, 48, 51
7	8, 9, 19, 20, 29, 30, 37, 38
8	7, 10, 21, 31
9	11, 12, 13, 14, 15, 22, 23, 24, 25, 32, 33, 34, 35, 39, 40, 41, 45, 46, 47, 49, 50, 52, 53, 54

In this investigated double-layer dome, the bars numbered 1÷104 correspond to the edges of the 128-hedron, bars 105÷132 constitute the edges of the 32-hedron, and bars 133÷188 are the members joining two single-layer structures. All the bars were arranged in 26 groups and tabulated in Table 4.

Table 4. The bars of the double-layer geodesic dome generated from the 32- and 128-hedron, arranged in groups

bars groups	numbers of bars
1	15, 42, 68, 92
2	107, 115, 122, 128
3	12, 18, 39, 45, 65, 71, 89, 94
4	140, 142, 145, 148, 162, 164, 175, 177
5	138, 146, 160, 173
6	3, 32, 58, 83
7	133, 134, 135, 136
8	105, 106, 114, 121
9	21, 24, 27, 30, 47, 50, 53, 56, 73, 76, 79, 82, 96, 99, 102, 104, 110, 113, 117, 120, 124, 127, 130, 132, 150, 151, 154, 155, 157, 158, 165, 166, 170, 171, 178, 179, 183, 184, 185, 186
10	5, 7, 33, 35, 59, 61, 84, 86
11	139, 141, 144, 147, 161, 163, 174, 176
12	6, 9, 34, 37, 60, 63, 85, 87
13	152, 153, 167, 168, 180, 181, 187, 188
14	149, 156, 169, 182
15	20, 28, 46, 54, 72, 80, 95, 103
16	109, 111, 116, 118, 123, 125, 129, 131
17	11, 16, 38, 43, 64, 69, 88, 93
18	4, 8, 36, 62
19	13, 14, 40, 41, 66, 67, 90, 91
20	23, 25, 49, 51, 75, 77, 98, 100
21	108, 112, 119, 126
22	19, 29, 55, 81
23	10, 17, 44, 70
24	22, 26, 48, 52, 74, 78, 97, 101
25	137, 143, 159, 172
26	1, 2, 31, 57

Figure 2 shows the topology of $\frac{1}{4}$ of the lattice of the other double-layer bar geodesic dome.

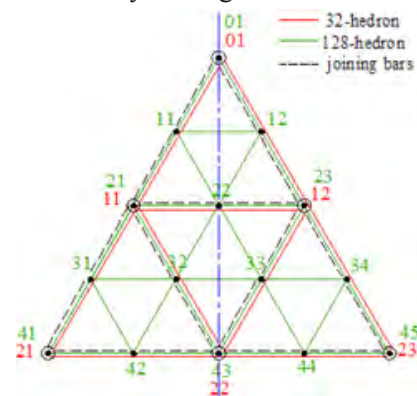


Fig. 2. The topology of one cell of the investigated double-layer dome made up of the lattices of the 32-hedron and the 128-hedron

3. Investigation of stability of the selected domes

During the investigation, the change in the dome thickness characterizing the distance between the layers, that is the relation of the radii of the spheres determining the nodes of every single-layer structure, was taken into consideration.

The two analysed models of double-layer geodesic domes were loaded with a point force of 10 kN, applied to the top symmetrical node. The focus was on the forces acting in the bars as well as on the displacements of the nodes. The calculations were made using algorithms generated by means of computer programs, which helped obtain the final results. The change of the R1/R2 radii relation of the spheres determining the nodes of the structures resulted in computing the variable values α and β , which correspond to the thicknesses of the analysed double-layer domes. The 0.05 interval of the change of value of the parametres within the range of 1.0 – 0.8 was assumed.

For the purpose of the analysis, in the first instance, an identical constant cross-section for all the bars ($d = 0.5\text{cm}$) was assumed. In the next step, new cross-sections in the function of the internal forces were applied for every bar group in the calculations. They were obtained, assuming the allowable stress $\sigma_{\text{dop}} = 210\text{MPa}$ and applying the formula:

$$d = \sqrt{\frac{P}{\pi \times \sigma_{\text{dop}}}} \quad [\text{cm}] \quad (1)$$

where: P – force value [kN].

The results of the forces acting in the selected groups of bars as well as of the displacements occurring in the selected groups of nodes were demonstrated in the figures that follow. Moreover, the derivatives illustrating the rate of change of the values of the forces and displacements were drawn. The drawn curves show a high rate of change of the values in certain areas, which can be interpreted as unstable areas for the analysed geodesic domes due to the forces in the bars and the displacements of the nodes. The limit value λ_{gr} was assumed both for the bar forces and the node displacements, as the limit area in which solutions are sought [1].

λ_{gr} – allowable limit value of the rate of change of the nodes/forces displacements in the bars.

The double-layer geodesic dome was made up of the lattices of the 8- and 32-hedron was analysed in the first run.

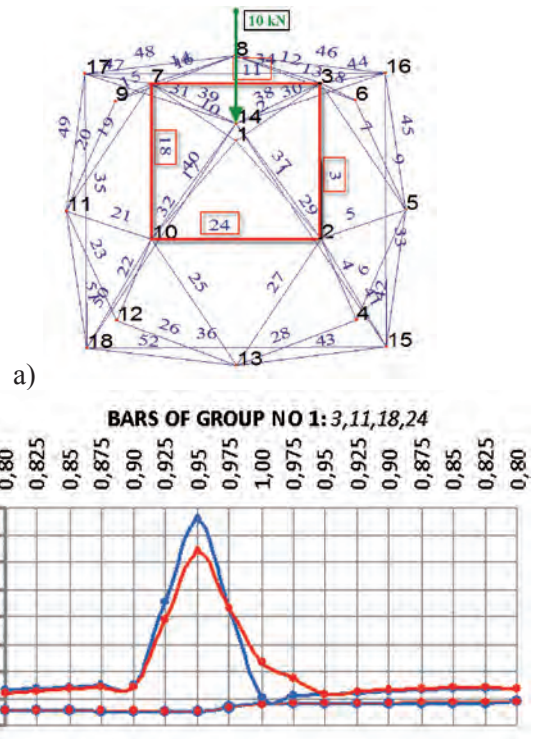


Fig. 3. a) The bars of group 1 of the bar dome generated from the 8- and 32-hedron, b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

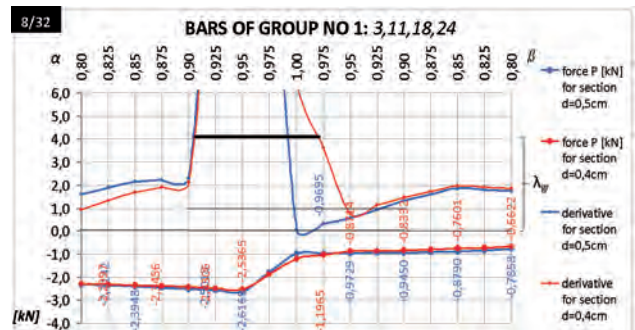
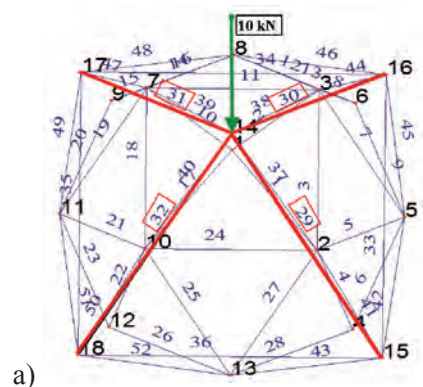


Fig. 4. The changes of the forces occurring in the bars of group 1 of the dome generated from the 8- and 32-hedron, in the α and β function and their derivatives for sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.4\text{cm}$



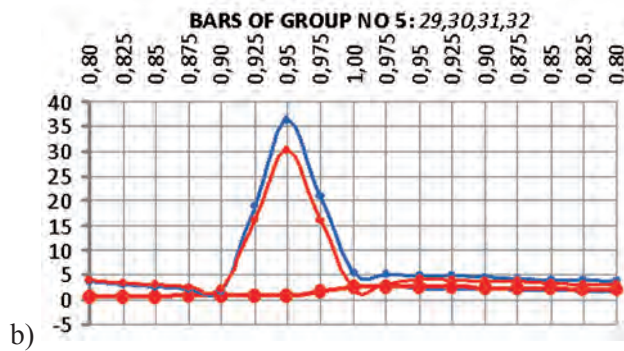


Fig. 5. a) The bars of group 5 of the bar dome generated from the 8- and 32-hedron, b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

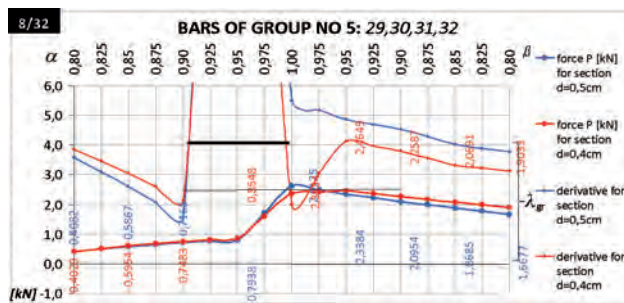


Fig. 6. The changes of the forces occurring in the bars of group 5 of the dome generated from the 8- and 32-hedron, in the α and β function and their derivatives for sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.4\text{cm}$

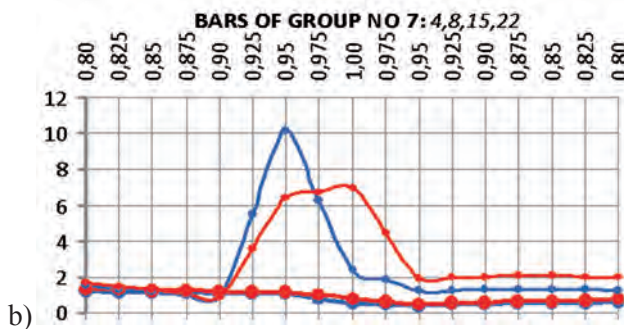
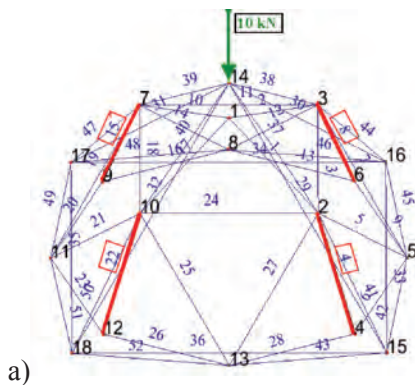


Fig. 7. a) The bars of group 7 of the bar dome generated from the 8- and 32-hedron, b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

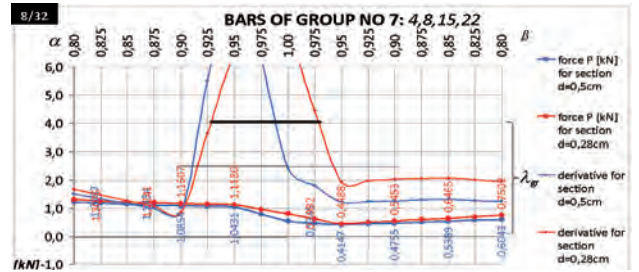


Fig. 8. The changes of the forces occurring in the bars of group 7 of the dome generated from the 8- and 32-hedron, in the α and β function and their derivatives for sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.28\text{cm}$

For the purpose of comparison, an additional group of bars was selected. The group shows smaller λ_{gr} than the one assumed in the course of the analysis.

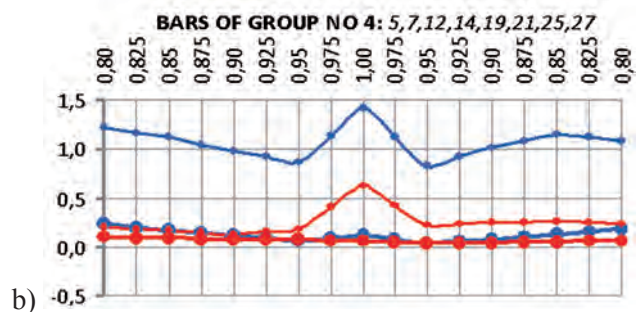
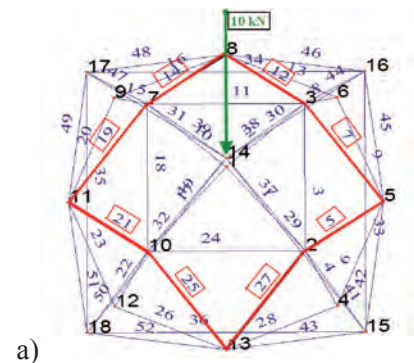


Fig. 9. a) The bars of group 4 of the bar dome generated from the 8- and 32-hedron, b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

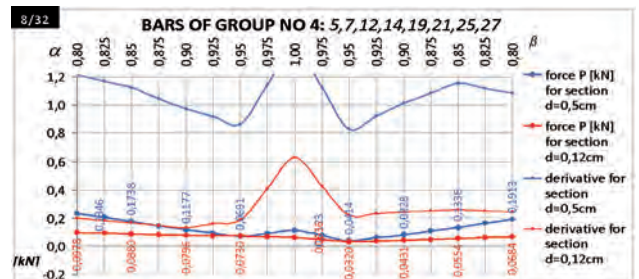
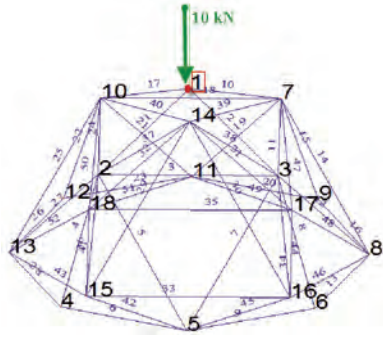
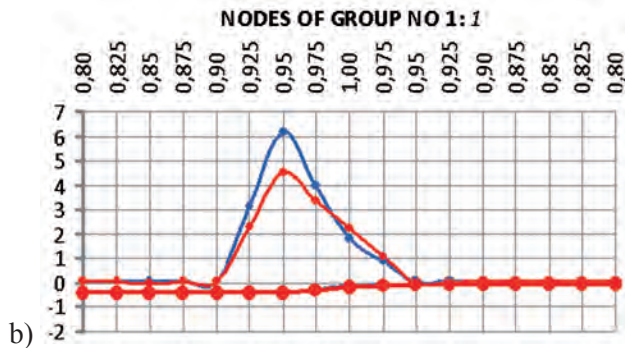


Fig. 10. The changes of the forces occurring in the bars of group 4 of the dome generated from the 8- and 32-hedron, in the α and β function and their derivatives for sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.12\text{cm}$



a)



b)

Fig. 11. a) The nodes of group 1 of the bar dome generated from the 8- and 32-hedron, b) the changes of the nodes displacements in the α and β function and their derivatives

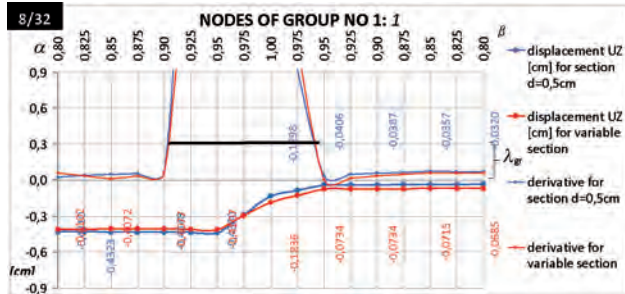
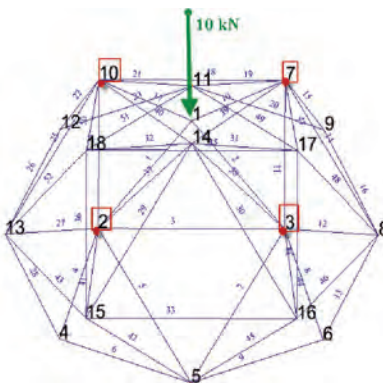
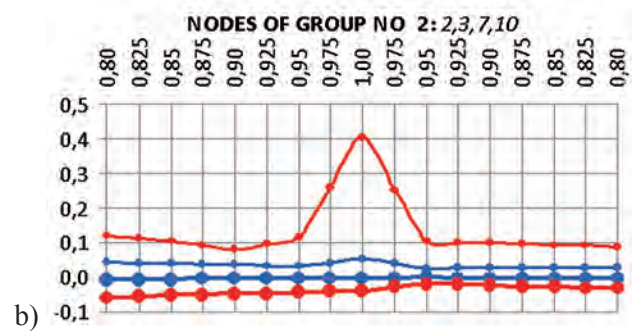


Fig. 12. The changes of the displacements occurring in the nodes of group 1 of the dome generated from the 8- and 32-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$



a)



b)

Fig. 13. a) The nodes of group 2 of the bar dome generated from the 8- and 32-hedron, b) the changes of the nodes displacements in the α and β function and their derivatives

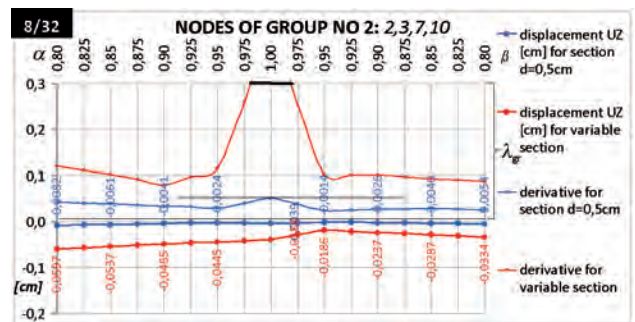
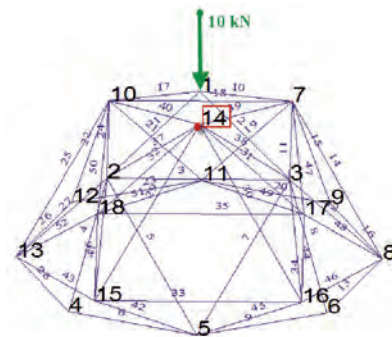
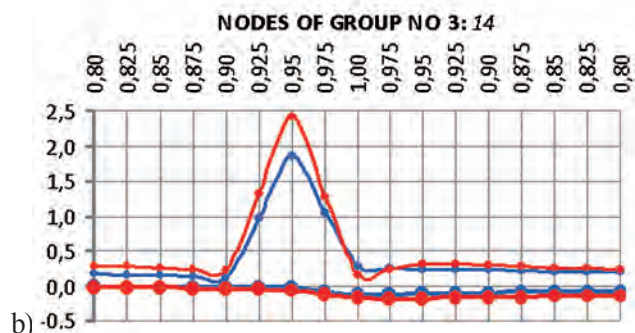


Fig. 14. The changes of the displacements occurring in the nodes of group 2 of the dome generated from the 8- and 32-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$



a)



b)

Fig. 15. a) The nodes of group 3 of the bar dome generated from the 8- and 32-hedron, b) the changes of the nodes displacements in the α and β function and their derivatives

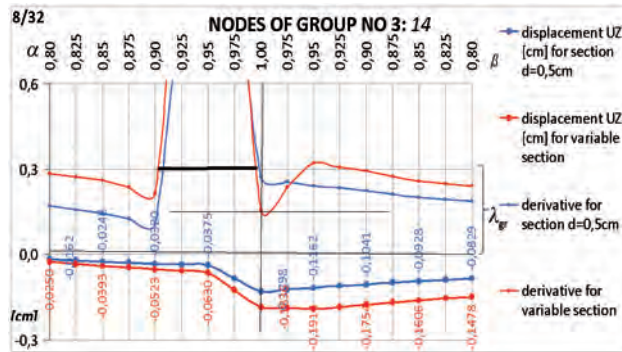


Fig. 16. The changes of the displacements occurring in the nodes of group 3 of the dome generated from the 8- and 32-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$

A family of double-layer dome structures generated from the 8- and 32-hedron within the range of $\alpha=0.8$ to $\beta=0.8$ was analysed. Their stability was investigated on the basis of the diagrams of the forces in the bars and their derivatives as well as the diagrams of the nodes displacements and their derivatives. Identical limit values of the rate of change were assumed 5.0 kN for the forces occurring in the bars, $\lambda_{gr} = 0.3\text{ cm}$ for the nodes displacements. Taking into account the assumed values λ_{gr} , the stability of the analysed double-layer bar dome made up of the lattices of the 8-hedron and 32-hedron was determined in the following areas: $\alpha \leq 0.905$ and $\beta \leq 0.98$ for the forces occurring in the bars as well as $\alpha \leq 0.905$ and $\beta \leq 0.96$ for the nodes displacements.

A similar analysis was conducted for the other double-layer geodesic dome, made up of lattices of the 32- and 128-hedron. The results were presented in the figures below.

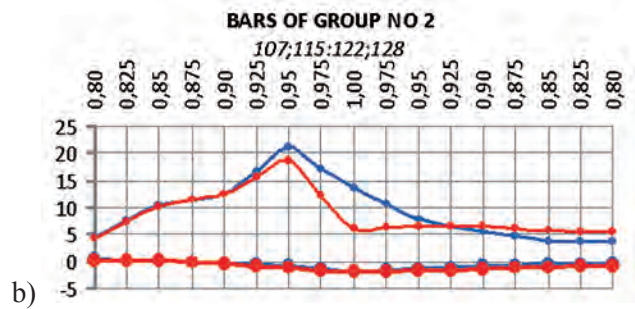
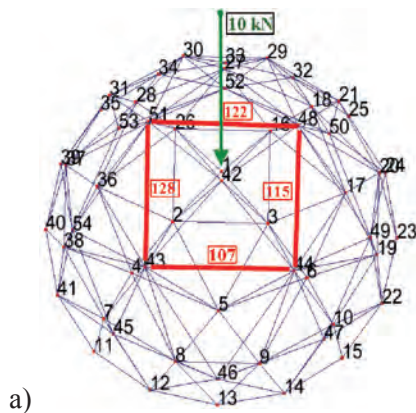


Fig. 17. a) The bars of group 2 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron, b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

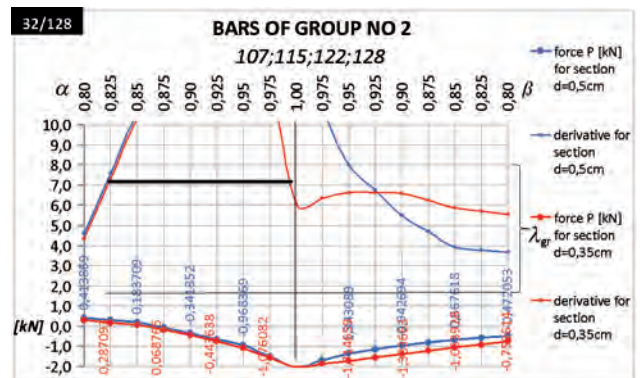


Fig. 18. The changes of the forces occurring in the bars of group 2 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.35\text{cm}$

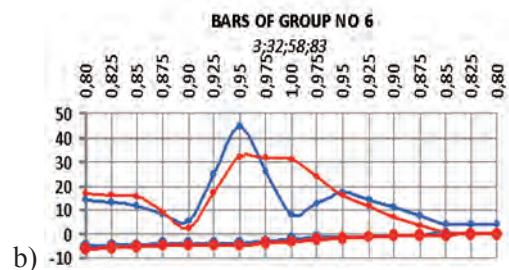
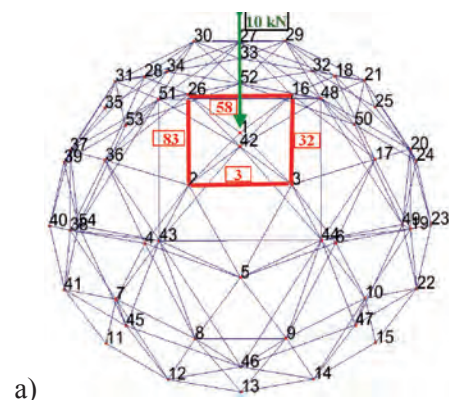


Fig. 19. a) The bars of group 6 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

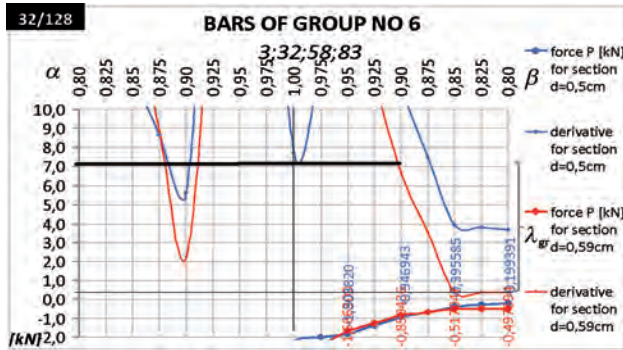


Fig. 20. The changes of the forces occurring in the bars of group 6 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.59\text{cm}$

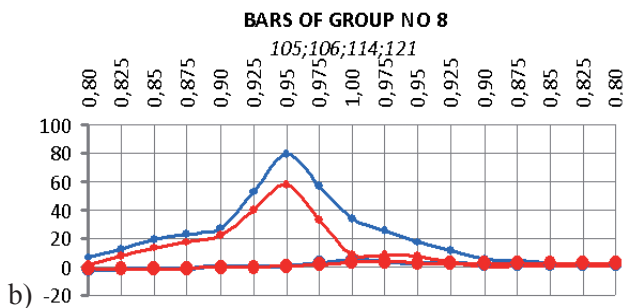
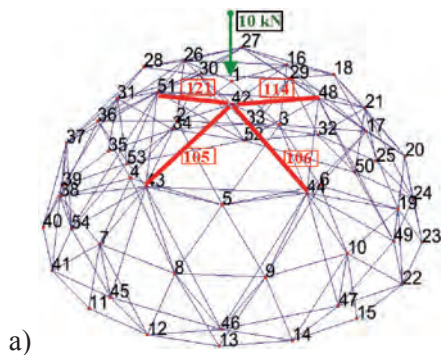


Fig. 21. a) The bars of group 8 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

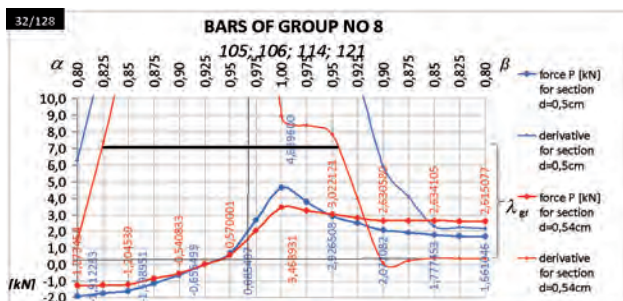
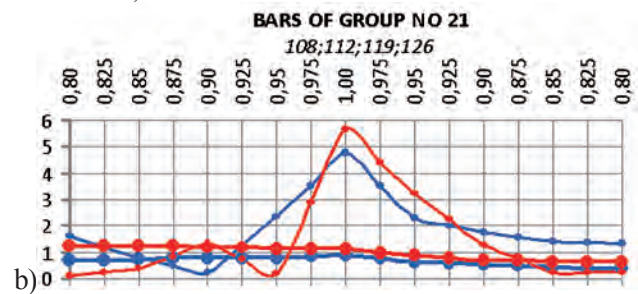
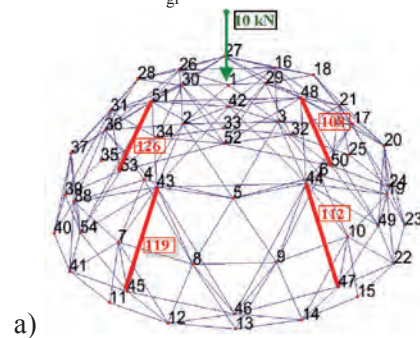


Fig. 22. The changes of the forces occurring in the bars of group 8 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.54\text{cm}$

For the purpose of comparison, Figures 23 and 24 illustrate the results of the bar group no. 21, the change (derivative) of which is smaller than the assumed limit value λ_{gr} .



Rys.23. a) The bars of group 21 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron b) the changes of the bar forces in the α and β function and their derivatives

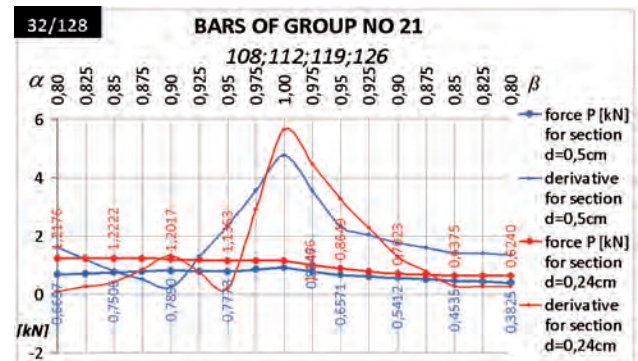
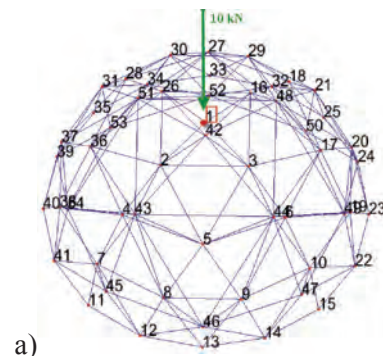


Fig. 24. The changes of the forces occurring in the bars of group 21 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = 0.24\text{cm}$



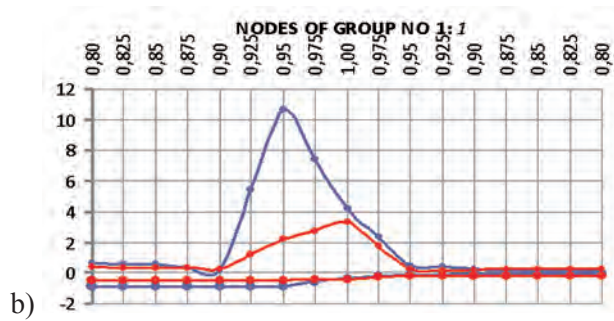


Fig. 25. a) The nodes of group 1 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron, b) the changes of the nodes displacements in the α and β function and their derivatives

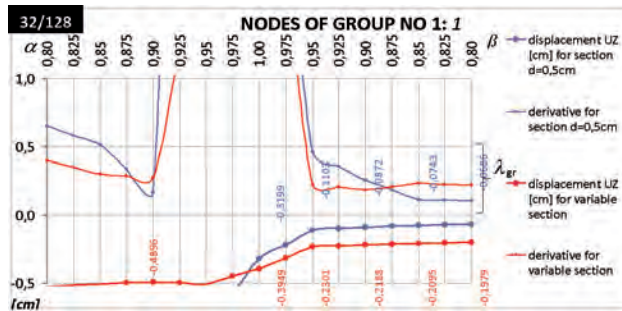


Fig. 26. The changes of the displacements occurring in the nodes of group 1 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$

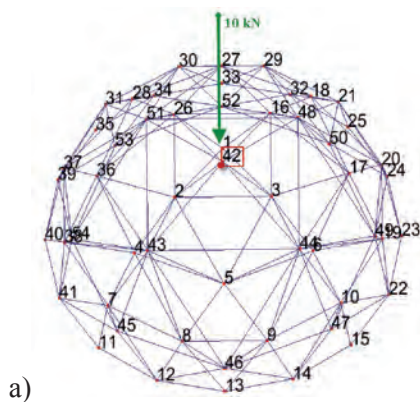


Fig. 27. a) The nodes of group 5 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron, b) the changes of the nodes displacements in the α and β function and their derivatives

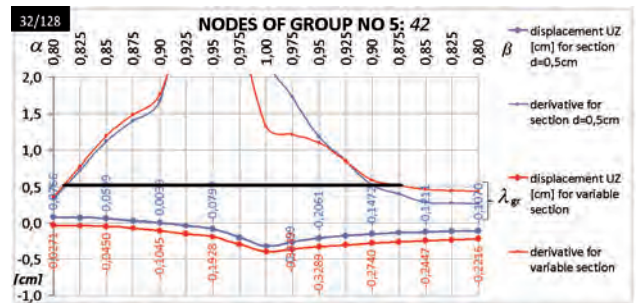


Fig. 28. The changes of the displacements occurring in the nodes of group 5 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$

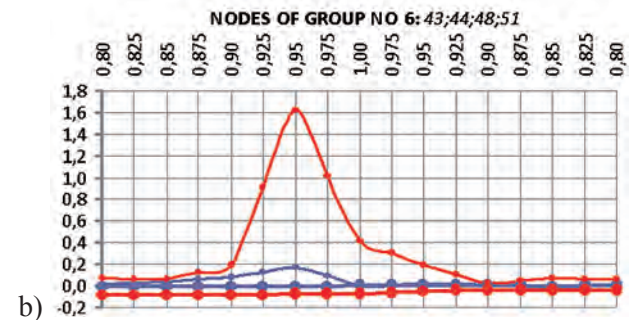
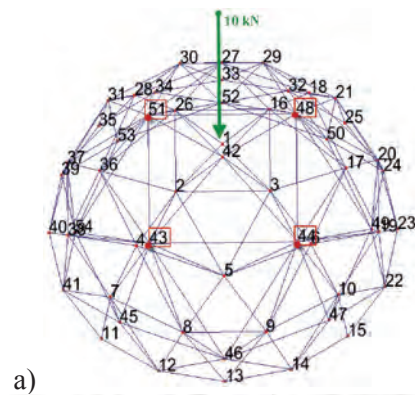


Fig. 29. a) The nodes of group 6 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron, b) the changes of the nodes displacements in the α and β function and their derivatives

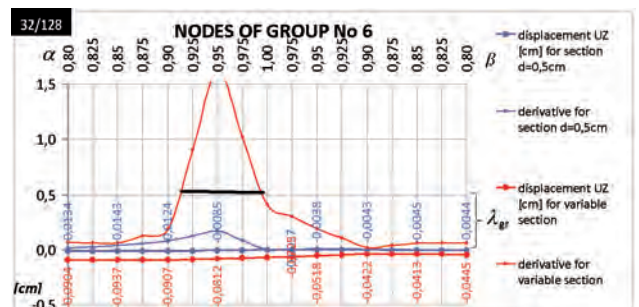


Fig. 30. The changes of the displacements occurring in the nodes of group 6 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$

For the purpose of comparison, Figures 31 and 33 illustrate the results of the forces occurring in the bar group no. 2. The rate of change is smaller than the assumed limit value λ_{gr} .

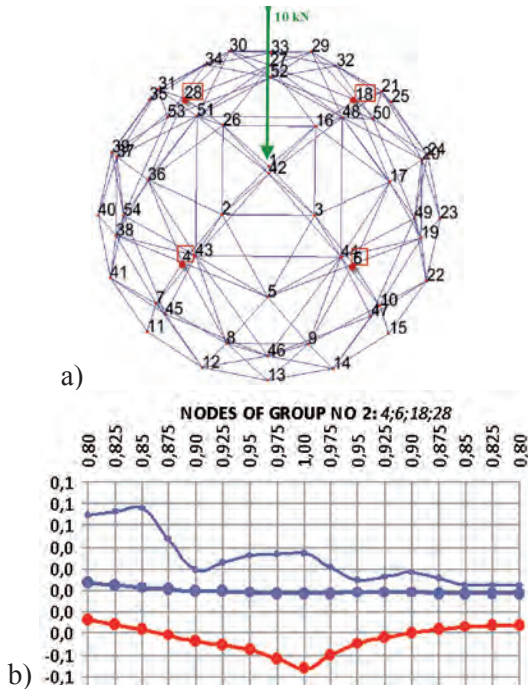


Fig. 31. a) The nodes of group 2 of the bar dome generated from the 32- and 128-hedron, b) the changes of the nodes displacements in the α and β function and their derivatives

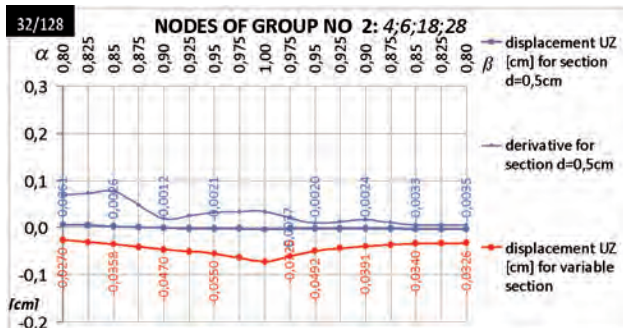


Fig. 32. The changes of the displacements occurring in the nodes of group 2 of the dome generated from the 32- and 128-hedron, in the α and β function and their derivatives for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$

The other investigated geodesic dome was the structure made up of the lattices of the 32- and 128-hedron within the range of $\alpha = 0.8$ to $\beta = 0.8$. The limit values of the rate of change were as follows: $\lambda_{gr} = 17.0\text{ kN}$ for the forces occurring in the bars, $\lambda_{gr} = 1.0\text{ cm}$ for the nodes displacements. On the basis of the assumed values λ_{gr} , stability of the analysed double-layer bar dome made up of the lattices of the 32- and 128-hedron was determined in the following

areas: $\alpha \leq 0.87$ and $\beta \leq 0.955$ for the forces occurring in bars as well as $\alpha \leq 0.84$ and $\beta \leq 0.94$ for the nodes displacements.

4. Optimisation of the structural material

Two double-layer geodesic domes were investigated in two ways, namely taking into account the identical cross-section of each bar ($d = 0.5\text{cm}$) as well as the variable cross-sections in the function of the internal forces for each of the bar groups. Aside from the stability analysis, the structural material, requisite in both cases, was also analysed. Figures 33 and 34 demonstrate the obtained results.

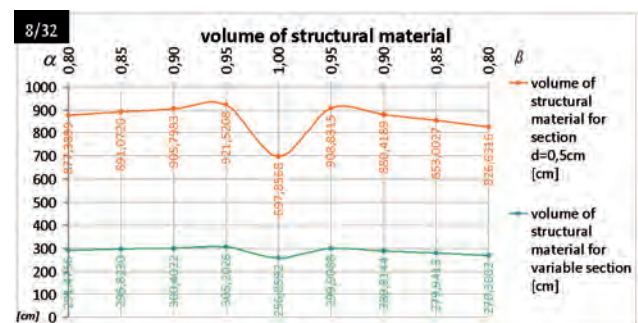


Fig. 33. The volume of the structural material of the geodesic dome generated from the 8- and 32-hedron in the α and β function for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$

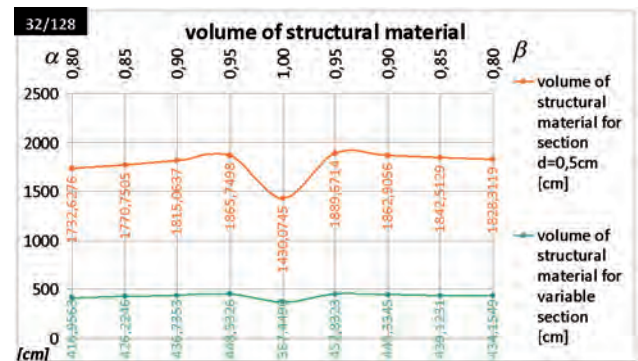


Fig. 34. The volume of the structural material of the geodesic dome generated from the 32- and 128-hedron in the α and β function for the bar cross-sections $d = 0.5\text{cm}$ and $d = \text{various cross-sections}$

5. Conclusions

The investigation showed that the change of the relation of the radii of the spheres determining the nodes influences the results of stability of geodesic domes among others. The static analysis is closely related to the geometric parameters.

Taking into account the analysed criteria, namely the forces in the bars as well as the displacements of the

nodes, the first of the investigated domes demonstrates stability in the area $\alpha \leq 0,905$ and $\beta \leq 0,96$.

Taking into consideration both of the analysed criteria, namely the forces in the bars as well as the displacements of the nodes, the other investigated dome shows stability in the area $\alpha \leq 0.84$ and $\beta \leq 0.94$.

On the basis of the analysis of the domes with variable cross-sections a decrease of the required amount of the structural material by as much as around 70% in comparison with the initial assumptions concerning the identity of the cross-section of all the bars in the given dome was observed.

The investigated double-layer geodesic domes demonstrated greater stability than single-layer domes.

The choice of the geodesic dome from the static areas can additionally depend on specific technological and operational requirements and others.

References

- [1] Mirski J.: *The Investigation of the Geometric Stability of the Selected Group of the Double-layer Bar Domes*. The 6th Scientific-Technical Conference „Current Scientific and Exploratory Problems in Civil Engineering”. The University of Warmia and Mazury, Olsztyn-Kortowo, 2003; pp. 225-234.
- [2] Mirski J.: *The Lattices/Grids Generated from the Transformations of the Regular Octahedron* (in Polish) Zesz. Nauk. A.R. we Wrocławiu, Mel. XLI; No. 212/1992, pp.27-39.
- [3] Bysiec D.: *A Group of Spherical Tessellations Based on Regular Octahedron*. The Journal of the Polish Society of Geometry and Engineering Graphics. Gliwice, December 2008, pp. 58-68.

Dominika Bysiec

Badanie stateczności dwuwarstwowych kopuł geodezyjnych pochodzących z oktaedru

1. Wprowadzenie

Kopuły geodezyjne mogą być wykorzystane jako przekrycia stadionów, hal, centrów handlowych, itp. Wykonane z prętów metalowych stanowią lekkie konstrukcje, których rozpiętość może sięgać nawet 200 m i nie istnieje konieczność zastosowania podpór pośrednich. Struktury prętowe kopuł jednowarstwowych o małych wyniosłościach są szczególnie podatne na niezachowanie stateczności. Dlatego też korzystniejszym rozwiązaniem jest budowa struktur dwuwarstwowych, które otrzymywane są poprzez topologiczne przekształcenia np. wielościanów foremnych. Konstrukcje te, zbudowane z dwóch warstw połączonych ze sobą za pomocą prętów stężających (łączyjących), wykazują większą stateczność niż kopuły jednowarstwowe [1].

2. Model badawczy

Wybrano trzy struktury prętowe jednowarstwowe pochodne z: 8-, 32- i 128-ścianu – powstałe z I sposobu podziału trójkąta równobocznego [2]. Struktury te odpowiednio połączono, tworząc dwie kopuły

prętowe dwuwarstwowe, pierwsza powstała – z 8- i 32-ścianu, druga – z 32- i 128-ścianu.

Kopuła utworzona z 8- i 32-ścianu składa się z węzłów o numerach 1÷13 stanowiących wierzchołki 32-ścianu oraz z węzłów 14÷18 będących wierzchołkami 8-ścianu. Na podstawie przeprowadzonej analizy wszystkie węzły pogrupowane zostały w 4 grupy (tabela 1).

Pręty 1÷28 odpowiadają krawędziom 32-ścianu, pręty 29÷36 odpowiadają krawędziom 8-ścianu, a pręty o numerach 37÷52 to pręty stężące. Podobnie jak węzły, wszystkie pręty również zostały usystematyzowane tworząc 8 grup (tabela 2).

Topologię $\frac{1}{4}$ części badanej kopuły dwuwarstwowej utworzoną z 8- i 32-ścianu przedstawiono na rysunku 1.

Druga kopuła dwuwarstwową utworzoną z siatek 32- i 128-ścianu ma 1÷41 węzły odpowiadające wierzchołkom 128-ścianu i 42÷54 węzły stanowiące wierzchołki 32-ścianu. Wszystkie węzły uszeregowane zostały w 9 grup (tabela 3).

W tej badanej kopule dwuwarstwowej pręty 1÷104 odpowiadają krawędziom 128-ścianu, pręty 105÷132

odpowiadają krawędziom 32-ścianu, a pręty 133÷188 są prętami łączącymi dwie struktury jednowarstwowe. Wszystkie pręty pogrupowano w 26 grup i zestawiono w tabeli 4.

Rysunek 2 przedstawia topologię ¼ siatki drugiej dwuwarstwowej struktury prętowej kopuły geodezyjnej.

3. Badanie stateczności wybranych kopuł

Podczas badań uwzględniono zmianę grubości kopuł, charakteryzującą odległość pomiędzy warstwami, czyli stosunek promieni sfer opisujących węzły każdej struktury jednowarstwowej.

Badane dwa modele dwuwarstwowych kopuł geodezyjnych obciążone zostały siłą skupioną o wartości 10 kN, umieszczoną w węźle symetrycznym, najwyżej położonym. Skoncentrowano się na siłach występujących w prętach oraz na przemieszczeniach węzłów. Obliczenia wykonane zostały za pomocą algorytmów utworzonych w używanych programach komputerowych. Dzięki nim uzyskano wyniki końcowe. Zmieniając relację promieni R1/R2 sfer opisujących węzły struktur, otrzymano zmienne wartości a i b, które odpowiadają grubościom analizowanych dwuwarstwowych kopuł. Przyjęto interwał zmiany wartości tych parametrów 0,05 w przedziale od 1,0 do 0,8.

Do celów analizy przyjęto w pierwszej kolejności stały przekrój dla wszystkich prętów ($d = 0,5\text{cm}$). W kolejnym kroku w obliczeniach dostosowywano nowe przekroje w funkcji sił wewnętrznych dla każdej grupy prętów. Uzyskano je przyjmując naprężenie dopuszczalne $\sigma_{\text{dop}} = 210\text{MPa}$ oraz korzystając ze wzoru (1).

Wyniki sił występujących w wybranych grupach prętów oraz przemieszczeń występujących w wybranych grupach węzłów zaprezentowano na rysunkach. Dodatkowo wykreślono pochodne obrazujące prędkość zmian wartości sił i przemieszczeń. Wykreślone krzywe wykazują w pewnych obszarach dużą prędkość zmian wartości, co można interpretować jako obszary niestateczne dla analizowanych kopuł geodezyjnych ze względu na siły w prętach i przemieszczenia węzłów. Przyjęto λ_{gr} zarówno dla sił w prętach, jak i przemieszczeń węzłów, jako dopuszczalny obszar, w którym poszukuje się rozwiązania [1].

λ_{gr} – dopuszczalna (graniczna) wartość prędkości zmian przemieszczeń węzłów/sił w prętach.

Jako pierwszą, analizie poddano dwuwarstwową kopułę geodezyjną utworzoną z siatek 8- i 32-ścianu. Dla celów porównawczych wybrano dodatkową grupę prętów, która wykazuje mniejsze λ_{gr} niż założone przy sporządzaniu analizy.

Analizie poddano rodzinę struktur dwuwarstwowej kopuły utworzonej z 8- i 32-ścianu w zakresie od $\alpha = 0,8$ do $\beta = 0,8$. Stateczność przebadano biorąc pod uwagę wykresy sił w prętach i ich pochodnych oraz wykresy przemieszczeń węzłów i ich pochodnych. Przyjęto jednakowe wartości dopuszczalnych (granicznych) prędkości zmian: dla sił występujących w prętach 5,0 kN, dla przemieszczeń węzłów $\lambda_{\text{gr}} = 0,3\text{ cm}$. Na podstawie przyjętych wartości λ_{gr} określono stateczność analizowanej dwuwarstwowej kopuły prętowej utworzonej z siatek 8-ścianu i 32-ścianu w obszarach: $\alpha \leq 0,905$ i $\beta \leq 0,98$ dla sił występujących w prętach oraz $\alpha \leq 0,905$ i $\beta \leq 0,96$ dla przemieszczeń węzłów.

Podobną analizę przeprowadzono dla drugiej kopuły geodezyjnej, również dwuwarstwowej, utworzonej z siatek 32- i 128-ścianu. Wyniki zaprezentowano na rysunkach.

Do celów porównawczych rysunki 23 oraz 24 przedstawiają wyniki grupy prętów nr 21, których pochodna zmian jest mniejsza niż zakładana wartość graniczna λ_{gr} .

Dla celów porównawczych rysunki 31 oraz 32 przedstawiają wyniki sił występujących w grupie prętów nr 2. Szybkość ich zmian jest mniejsza od zakładanej wartości granicznej λ_{gr} .

Drugą badaną kopułą geodezyjną jest struktura utworzona z siatek 32-ścianu i 128-ścianu w zakresie od $\alpha = 0,8$ do $\beta = 0,8$. Wartości dopuszczalnych (granicznych) prędkości zmian: dla sił występujących w prętach $\lambda_{\text{gr}} = 17,0\text{ kN}$, dla przemieszczeń węzłów $\lambda_{\text{gr}} = 1,0\text{ cm}$. Na podstawie przyjętych wartości λ_{gr} określono stateczność analizowanej dwuwarstwowej kopuły prętowej utworzonej z siatek 32- i 128-ścianu w obszarach: $\alpha \leq 0,87$ i $\beta \leq 0,955$ dla sił występujących w prętach oraz $\alpha \leq 0,84$ i $\beta \leq 0,94$ dla przemieszczeń węzłów.

4. Optymalizacja materiału konstrukcyjnego

Dwie dwuwarstwowe kopuły geodezyjne przebadane zostały w dwojaki sposób, tj. biorąc pod uwagę identyczność przekroju każdego pręta: $d = 0,5\text{cm}$ oraz zmienność przekrojów w funkcji sił wewnętrznych dla każdej grupy prętów. Oprócz analizy stateczności, badaniu poddano również materiał konstrukcyjny, potrzebny w obydwu przypadkach. Rysunki 33 i 34 prezentują uzyskane wyniki.

5. Wnioski i podsumowanie

Z badań wynika, że zmiana relacji promieni sfer opisujących węzły wpływa m.in. na wyniki stateczności kopuł geodezyjnych. Analiza statyczna jest ści-

śle związana z parametrami geometrycznymi

Biorąc pod uwagę analizowane kryteria, tzn. siły w prętach oraz przemieszczenia węzłów, pierwsza analizowana kopuła wykazuje stateczność w obszarze $\alpha \leq 0,905$ i $\beta \leq 0,96$.

Biorąc pod uwagę obydwie analizowane kryteria, tzn. siły w prętach oraz przemieszczenia węzłów, druga analizowana kopuła wykazuje stateczność w obszarze $\alpha \leq 0,84$ i $\beta \leq 0,94$.

Na podstawie analizy kopuł ze zmiennymi przekrojami zauważono zmniejszenie potrzebnej ilości materiału konstrukcyjnego nawet o ok. 70% w porównaniu do pierwotnych założeń dotyczących identyczności przekroju wszystkich prętów w danej kopule.

Badane kopuły geodezyjne dwuwarstwowe wykazały większą stateczność aniżeli kopuły jednowarstwowe.

Wybór kopuły geodezyjnej z obszarów statecznych może być dodatkowo uzależniony od określonych wymogów technologicznych, eksploatacyjnych i innych.



environment
environment

MARIOLA STARZOMSKA¹
JERZY ZBIGNIEW PIOTROWSKI²

Kielce University of Technology
Faculty of Civil and Environmental Engineering
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland

¹ e-mail: rav4ms@wp.pl

² e-mail: piotrowski@tu.kielce.pl

TESTING A PROTOTYPE FOR AN INNOVATIVE WATER TURBINE

Abstract

The possibility of using rivers with small depths and dips to produce electricity requires building innovative turbines. Prototype of a new turbine is tested on a natural watercourse, and is designed to determine the hydrodynamic characteristics. Water turbines installed on the rivers with small dips and depths without the need for building any extra bottlenecks may contribute to development of micro power plants.

Keywords: Water turbine, micro power plant

1. Introduction

Poland has small water resources. Theoretical water resources in Poland were calculated in the 1960s, based on methodology of the World Energy Council. The amount of electricity was about 23 TWh per year (1 TWh = 109 kWh). The theoretical energy resources using all flowing waters determined by A. Hoffman and M. Hoffman [1] were about 12 TWh per year and the technical NEW resources (water objects less than 5 MW) were about 2 TWh per year. However, only 10-12% of the technical potential of Polish rivers was being used and operating hydropower plants were producing an average of about 1.8 TWh per year.

There are no natural conditions in the Świętokrzyski region sufficient for the construction of typical hydro power plants, which is why the research is being carried out at the Technical University in Kielce. It is mainly focusing on the usage of kinetic energy contained in flowing water, regardless of the watercourse conditions.

2. Research of turbine prototype

The designed turbine is a prototype. The properties such as its dependence on the parameters of the turbine power, i.e. the number of combined sections and the distance between them, or the dependence of rotational speed and the speed of the flowing water

are not known as yet. Tested turbine will allow using shallow rivers. It is constructed from the combined section and guiding system which is increasing the water flow velocity directed on the turbine. It works without having to build expensive bottlenecks and passes almost without interfering with the natural environment.

A model of the turbine which will be tested in the environment is currently being built. Tests are designed to determine the hydrodynamic characteristics of the turbine – power and torque as function of water flow rate. Shaft speed and torque will be directly measured. Net power of the turbine will be determined by the product of velocity and torque without considering transmission efficiency. Due to the sectional construction of the turbine performed tests will allow to define number of sections and a distance between them to achieve necessary optimal amount of power. The study will also be used to determine blades angles.

Absence of windings and rotating electrical parts will result in a higher efficiency and reliability compared to conventional generators. Due to the low rotation speed the turbine will work together with an innovative synchronous generator induced by permanent magnets. That will also reduce noise and increase structural reliability.

3. Power of water turbine

Kielce University of Technology tested the water turbine with an innovative solution. It uses the flow of water without a need to build expensive bottlenecks. Other advantages of this device are its relatively low cost and minimal impact on the environment.

The kinetic energy of flowing water stream is determined by the following formula:

$$E = \frac{m \cdot g^2}{2} [J] \quad (1)$$

where:

$$m = \rho A g t \quad (2)$$

A – area through which water flows, $[m^2]$

g – speed of the flowing water $\left[\frac{m}{s}\right]$

ρ – water density $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$

Hydraulic power of the flowing water:

$$P_h = \frac{E}{t} = \frac{\rho A g^3}{2} [W] \quad (3)$$

By adding the water density $\left(\rho = 1000 \frac{kg}{m^3}\right)$ we get:

$$P_h = 500 A g^3 [W] \quad (4)$$

The amount of power calculated from the formula (4) is only theoretical. The recovery of the entire kinetic energy of the water would cause it to stop flowing. Available capacity is due to the slowing of the water as it passes through the turbine (the difference between average speed of the water before and beyond the turbine).

$$P_t = \frac{1}{2} P_h \left(1 + \frac{g_2}{g_1}\right) \left(1 - \left(\frac{g_2}{g_1}\right)^2\right) \quad (5)$$

Assuming a minimum average speed of the water behind the turbine:

$$g_{2min} = 0.75 g_1 \quad (6)$$

we get a maximum power of the turbine:

$$P_t = 0.38 P_h \quad (7)$$

Actual hydraulic power of flowing water is weaker. It depends on the physical conditions of the riverbed through which water flows, hydraulic loss, depth of

the river, etc., and the cube of the flow speed. The flow rate is not very large for the majority of the rivers and remains between 1-2 m/s. In spite of the rivers' great potential, flowing water cannot generate large amounts of energy from a single device. Therefore, the appropriate use of multiple components would be for them to work as a single receiver.

4. Economical efficiency

Energetic and economical calculations:

$$\mu_t = \frac{P_1}{P_t} \quad (8)$$

where:

μ_t – turbine efficiency,

P_1 – power on the shaft of the turbine,

P_t – hydraulic power calculated using the formula (7).

Tab. 1. shows the calculations for the following principles: efficiency of the turbine $\mu_t = 0.8$, the efficiency of the generator $\mu_p = 0.8$, and the efficiency of the turbine complex $\mu_h = \mu_t \mu_p = 0.64$. The income from energy produced during one year S/year. Calculations were performed for the diameter of a turbine 0.4 m with a single rotor, a complex of 5, 10 and 15 sections, and the current energy price – 0.13 EUR/kWh.

Table 1. Turbine power, amount of the produced energy and the income from its sale

No of sections [l]	g [m/s]	P_h [W]	P_t [W]	P [W]	Produced energy [kWh]	S/year [EUR]
1	1	62.8	23.9	15.3	134	17.42
	2	502.4	190.9	122.2	1070	139.1
	3	1841.4	699.7	447.8	3923	510
5	1	314	119.5	76.5	670	87.1
	2	2512	945.5	611	5350	695.5
	3	9207	2498.5	2239	19615	2549.95
10	1	628	239	153	1340	174.2
	2	5024	1909	1222	10700	1391
	3	18414	6997	4478	39230	5100
15	1	942	358.5	230	2010	261.3
	2	7536	2863.5	1833	16050	2086.5
	3	27621	10495.5	6717	58845	17653.5

The calculations above indicate that it is very important to use multiple subunits working for a single collector to get suitably economical results, especially, when water is flowing slowly.

5. Conclusions

Water turbines installed on the rivers with small dips and depths without the need for building any extra

bottlenecks may contribute the development of micro power plants. Turbines built on rivers with small dips should maximize the kinetic energy of flowing water. Using several subunits working on a single collector would increase efficiency of the turbine.

References

- [1] Hoffman M.: *Prognozy rozwoju energetyki wodnej w Europie i Polsce* (Future of water energy in Europe and Poland), IV Konferencja Naukowo-Techniczna „Mała Energetyka-97” Zakopane Kościelisko.
- [2] Praca zbiorowa: *Kierunki rozwoju energetyki kompleksowej w Polsce do 2010 r.* (Development directions of energy generation in Poland till 2010) Ekspertyza PAN, Komitet Problemów Energetyki, Warszawa, listopad 1994.
- [3] Zawada T.: *Prądnice asynchroniczne* (Asynchronous generators), Materiały informacyjne dotyczące stosowania seryjnie produkowanych silników indukcyjnych jako generatorów asynchronicznych. Centralny Program Badawczo-Rozwojowy pn. „Kompleksowy Rozwój Energetyki. Informator, seria „Mała energetyka wodna”.
- [4] Hoffman M. (red.): *Małe elektrownie wodne-poradnik* (Small scale water turbines), Nabba sp. z o.o., Warszawa 1991.
- [5] Krzyżanowski W.: *Turbiny wodne, konstrukcja i zasady regulacji* (Water turbines, construction and regulation principles), Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1971.

Mariola Starzomska
Jerzy Zbigniew Piotrowski

Badania innowacyjnej turbiny wodnej

1. Wstęp

Polska jest krajem wyjątkowo ubogim w wodę. Teoretyczne zasoby wodno energetyczne Polski zostały obliczone w latach 60, w oparciu o metodykę Światowej Rady energetyki i wynoszą one dla średniego roku energetycznego około 23 TWh/rok (1 TWh=10⁹ kWh). Natomiast techniczne zasoby energetyczne wszystkich wód wód płynących wyliczone przez A. Hoffmana i M. Hoffmana oraz J. Tymińskiego wynoszą około 12 TWh/rok, zaś techniczne zasoby MEW (obiekty wodne do 5 MW) wynoszą około 2 TWh/rok. Jednak potencjał techniczny polskich rzek wykorzystany jest jedynie w 10-12%, a pracujące elektrownie wodne wytwarzają średnio rocznie około 1,8 TWh.

Na terenie województwa Świętokrzyskiego brak jest warunków naturalnych sprzyjających budowie typowych elektrowni wodnych (rzeki o niewielkich spadkach i głębokościach), dlatego też badania naukowe realizowane na Politechnice Świętokrzyskiej w Kielcach ukierunkowane zostały na wykorzystanie głównie energii kinetycznej zawartej w płynącej wodzie bez względu na charakter cieku wodnego.

2. Badania prototypu turbiny

Badane na Politechnice Świętokrzyskiej urządzenie – turbina wodna o nowatorskim rozwiązaniu wykorzystuje przepływ wody bez konieczności budowy kosztownych spiętrzeń. Inną ważną zaletą tego urządzenia są stosunkowo niskie nakłady finansowe i minimalna ingerencja w środowisko naturalne.

3. Moc turbiny

Energia strumienia płynącej wody jest energią kinetyczną określoną wzorem (1), a moc hydrauliczna płynącej wody jako (2). Otrzymana ze wzoru (3) moc jest wielkością jedynie teoretyczną, gdyż odzyskanie całej energii kinetycznej wody oznaczałoby jej zatrzymanie. Faktycznie dostępna moc wynika ze spowolnienia wody poprzez turbinę (z różnicy średniej prędkości przed i za turbiną). Przyjmując minimalną średnią wartość prędkości wody za turbiną otrzymujemy maksymalną moc turbiny jako (5).

Rzeczywista moc hydrauliczna płynącej wody jest mniejsza i zależy od ograniczonej względami technicznymi powierzchni obszaru przez który przepływa woda, strat hydraulicznych głębokości rzeki itp. oraz od trzeciej potęgi prędkości płynącej wody, która dla

większości rzek nie jest zbyt duża i wynosi zwykle 1-2 m/s. Pomimo ogromnych zasobów energii płynącej wody nie jest możliwe uzyskiwanie znacznych ilości energii z pojedynczych urządzeń. Dlatego też celowe będzie stosowanie wielu hydrozespołów pracujących na wspólny odbiornik.

4. Efektywność ekonomiczna

W tabeli 1 przedstawiono obliczenia dla następujących założeń: sprawność turbiny $\mu_t = 0.8$, sprawność prądnicy $\mu_p = 0.8$, sprawność turbozespołu $\mu_h = \mu_t \mu_p = 0.64$. Suma uzyskanych przychodów ze sprzedaży wyprodukowanej energii elektrycznej w ciągu roku S/rok. Obliczenia wykonano dla średnicy turbiny 0,4 m i dla pojedynczego wirnika, oraz turbiny złożonej z 5, 10 i 15 sekcji, przyjęto obecnie obowiązującą cenę energii elektrycznej wynoszącą 0,53 zł/kWh

Z obliczeń wynika, że w zależności od prędkości płynącej wody celowym będzie, zwłaszcza przy mniejszych prędkościach stosowanie wielu hydrozespołów, pracujących na jeden odbiornik, dla uzyskania zadawalającego efektu ekonomicznego.

Badana turbina jest rozwiązaniem nowatorskim zgłoszonym do Urzędu Patentowego (dlatego nie jest w chwili obecnej możliwe podanie szczegółów dotyczących jej budowy). Nie są znane jej właściwości np. zależność mocy od parametrów turbiny tzn. ilości połączonych sekcji i odległość między nimi, czy zależność prędkości obrotowej od prędkości przepływającej wody. Badana turbina pozwala na wykorzystanie nurtu rzek o niewielkich głębokościach, zbudowana jest z połączonych sekcji oraz systemu naprowadzającego i zwiększającego prędkość strumienia wody kierowanej na turbinę. Pracuje ona bez konieczności budowy kosztownych spiętrzeń oraz przepławek prawie nie ingerując w środowisko naturalne.

Obecnie budowany jest model turbiny, który będzie badany na naturalnym cieku. Badania mają na celu wyznaczenie charakterystyk hydrodynamicznych turbiny – mocy oraz momentu obrotowego w funkcji prędkości przepływu wody. Wielkościami mierzonymi bezpośrednio będą prędkość obrotowa wału oraz moment obrotowy (wyznaczona będzie moc netto turbiny, bez uwzględnienia sprawności przeniesienia napędu, na podstawie iloczynu prędkości obrotowej i momentu obrotowego). Ze względu na sekcijną budowę turbiny będą przeprowadzone badania pozwalające na określenie optymalnej, ze względu na otrzymywaną moc, ilości sekcji na wspólnym wale oraz odległości między sekcjami. Badaniom będzie również poddany kąt nachylenia łopatek. Komplekso-

we badanie nowej turbiny nie może ominąć określenia optymalnego ustawienia systemu naprowadzającego ze względu na uzyskanie maksymalnego zwiększenia prędkości strumienia wody.

Ze względu na niewielkie prędkości obrotowe do współpracy z turbiną będzie wykorzystana prądnica synchroniczna wzbudzana magnesami trwałymi. Brak uzwojenia w wirniku i wirujących elementów elektronicznych powoduje, że prądnice te charakteryzują się wyższą sprawnością i niezawodnością w porównaniu z klasycznymi prądnicami. W celu uniknięcia stosowania podwyższających przekładni mechanicznych-multiplikatorów powodujących straty, hałas i zmniejszających niezawodność konstrukcji planuje się również opracowanie nowej współpracującej z badaną turbiną prądnicy synchronicznej wzbudzonej magnesami trwałymi.

5. Wnioski

Elektrownia powinna być tania, łatwa do montażu, obsługi i konserwacji oraz bezpieczna w eksploatacji. Wszystkie te zalety posiada opracowywana na Politechnice Świętokrzyskiej nowatorska turbina. Zapewnia ona wykorzystania pod względem energetycznym rzek o niewielkiej głębokości i niewielkich prędkościach jednocześnie zapewnia minimalną ingerencję w środowisko naturalne.

JOLANTA LATOSIŃSKA¹

ŁUKASZ J. ORMAN²

NORBERT RADEK³

Kielce University of Technology
al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7
25-314 Kielce, Poland

¹e-mail: jlatosin@tu.kielce.pl,

²e-mail: orman@tu.kielce.pl,

³e-mail: norrad@tu.kielce.pl

WASTE MATERIALS FOR THE PRODUCTION OF CERAMICS

Abstract

The paper presents the issue of the production of ceramic materials with the use of waste additives. Many types of waste can be added to clay in order to produce ceramics. In the paper the test results of SEM analysis have been presented for 26 x 26 x 10 mm samples made of clay and clay with additives (20% sewage sludge and 20% fly ash). 2000 times magnification was used.

Keywords: ceramics, SEM images

1. Introduction

Waste generation is currently a global issue and a serious problem to both highly developed and developing nations. There are many types of waste that can be reused ranging from organic components such as sewage sludge to inorganic ones (glass, plastics, textiles, paper, etc). Waste might cause environmental and health hazards so its proper treatment is crucial. However, the technologies available nowadays are expensive or lead to other problems like in the case of landfilling. This method is most common due to low cost, but requires a lot of area – which is less and less available especially near big cities – and causes environmental treats related, among others, to uncontrolled biogas and leachate emissions. However, waste can and should be reused so that materials or energy can be recovered. In this way the demand for raw materials might be reduced. Energy recovery is linked to both direct incineration in special incineration plants or indirect thermal treatment. In this case the consumption of fossil fuels for energy generation is lower. All in all, the reuse of waste is advantageous and much is done to implement it on a broad scale. One of the industries, in which waste can be reused, is the building industry. The analysis of this issue and detailed

discussion can be found in [1]. For example waste can be applied in the production of ceramic materials such as bricks. Balgaranova et al. [2] presented the concept of the utilisation of sewage sludge and coke – chemical production wastes in the brick manufacturing process. Other authors [3] focused their experimental analyses on sewage sludge, which – as proven in the paper – can be used in the production of keramsite aggregate in the amount of 5 to 15% of dry mass. It was pointed out that sludge contains a lot of organics: 50 to 85% of dry mass and after its introduction to the keramsite a porous structure was formed. Liew et al. [4] investigated physical properties like shrinkage, density and compressive strength of bricks made with the use of sewage sludge. The content of dry sewage sludge ranged from 10 to 40% by weight. The paper by Wiebusch et al. [5] dealt with bricks produced with the addition of fly ash made after the incineration of sewage sludge. The maximal considered ash content reached 40% by weight. However, the addition of sewage sludge might not be very advantageous in terms of the properties of the final products – for example the use of sewage sludge as an ingredient in bricks' production may lead to problems related to shrinkage or soaking, as presented in Figure 1.

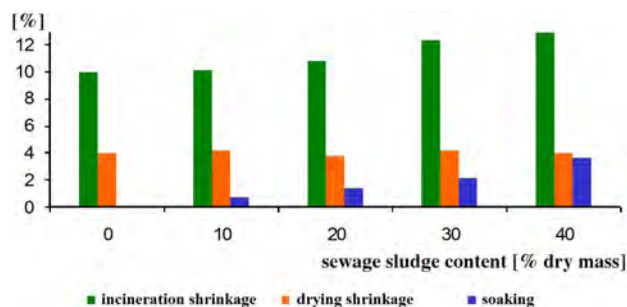


Fig. 1. Shrinkage and soaking as a function of sewage sludge content [6]

2. Test results

In order to determine the impact of the addition of selected (organic and inorganic) waste materials to clay in the process of ceramics production the samples were produced and their surface structure was then analysed. These samples made with different component compositions by weight were tested, namely those containing 100% clay, 80% clay and 20% fly ash, 80% clay and 20% sewage sludge. The samples were formed as small rectangular elements of the dimensions 26 x 26 x 10 mm. They were sintered in a laboratory furnace at the temperature of 850°C, chosen based on the literature data considering the subject. The samples were kept in the furnace for ca. 8 hours (1 hour at the maximal sintering temperature). After sintering, the ceramic elements remained in the furnace until their temperature reached some 100°C.

The outer surfaces of the sintered ceramic samples were investigated basing on images from the scanning electron microscope (SEM). The test results have been shown in Figures: 2a for 100% clay specimen, 2b for the specimen with clay and 20% sewage sludge and 2c for the specimen with clay and 20% fly ash. All the images have been presented with the magnification of 2000 times.

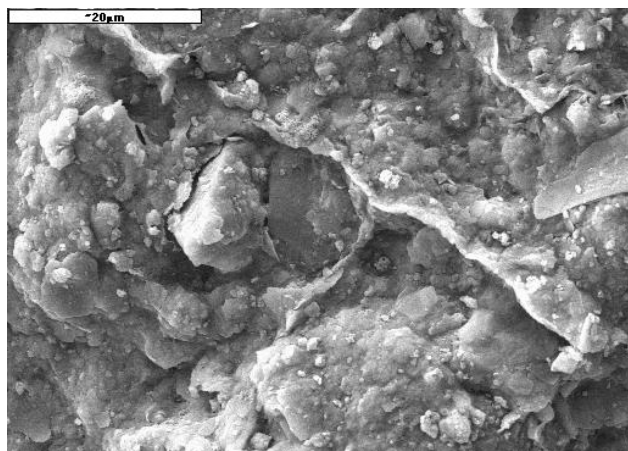


Fig. 2a. SEM image of the outer surface of the sample of 100% clay; magnification x2000

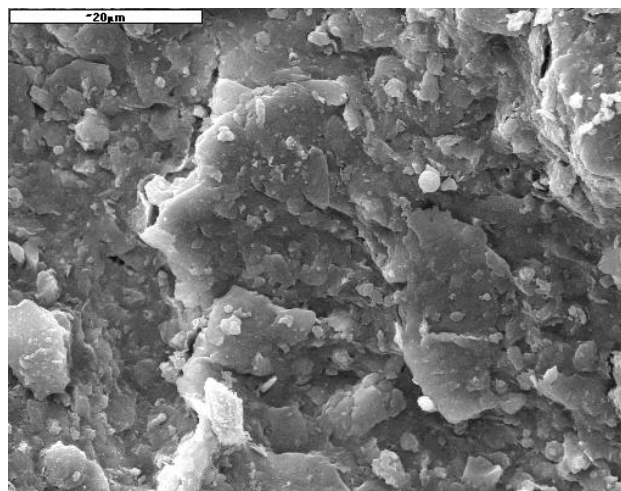


Fig. 2b. SEM image of the outer surface of the sample of 80% clay and 20% sewage sludge; magnification x2000

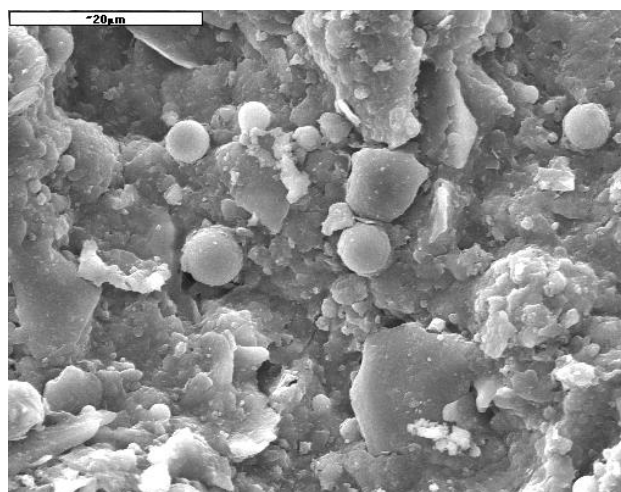


Fig. 2c. SEM image of the outer surface of the sample of 80% clay and 20% fly ash; magnification x 2000

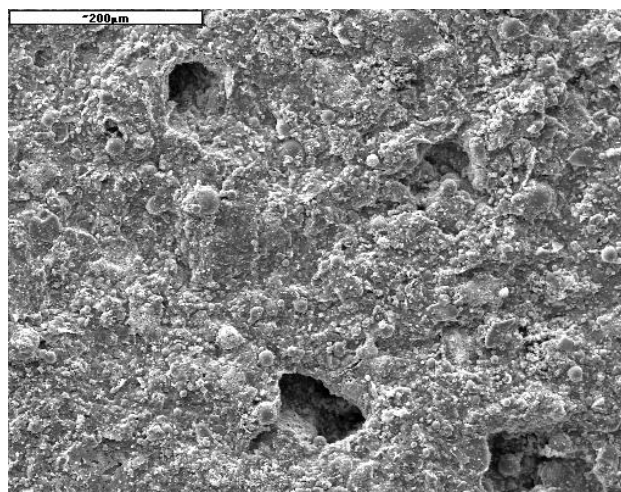


Fig. 3a. SEM image of the outer surface of the sample of 80% clay and 20% fly ash; magnification x 200

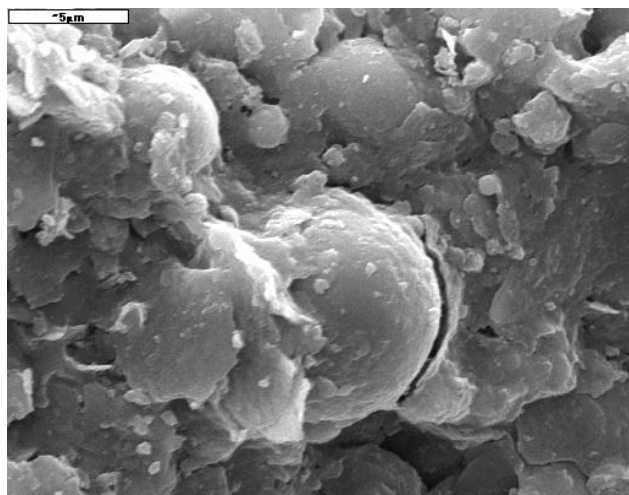


Fig. 3b. SEM image of the outer surface of the sample of 80% clay and 20% fly ash; magnification x 5000

Figure 2c reveals the presence of spherical elements in the sample. Such a structure is the result of the use of fly ash. There might even be smaller spheres inside the larger ones. This phenomenon has been presented more clearly in Figure 3b, in which 5000 times magnification was used. While in Figure 3a only a coarse surface structure can be seen at the magnification of 200 times. This is due to very small dimensions of the spheres. In [7] a thorough discussion and literature review together with SEM images related to the use of fly ash were given.

3. Results analysis and conclusions

The images of the outer surface of the specimens give an insight into the structure of the ceramic elements. There is a glass phase present in the sample made with the addition of sewage sludge. Besides, cracks on the surface might suggest higher porosities. It can lead to better thermal properties of the materials produced with waste additives due to possible lower thermal conductivity but strength properties of such materials might be worse. This phenomenon should be further investigated experimentally.

References

- [1] Latosińska J., Żygadło M.: *Gospodarka odpadami a produkcja materiałów budowlanych (Waste management and building materials production)*, Proc of VII Int „Forum Gospodarki Odpadami” „Efektywne Zarządzanie Gospodarką Odpadami”, Kalisz 2007.
- [2] Balgaranova J., Petkov A., Pavlova L., Alexandrova E.: *Utilisation of waste from the coke-chemical production and sewage sludge as additives in the brick-clay*. Water, Air and Soil Pollution, 150 (2003), pp. 103-111.
- [3] Latosińska J., Żygadło M.: *Modyfikacja cech kruszywa keramzytowego odpadowym dodatkiem surowcowym (Modification of keramsite with waste additive)*. Ceramika, 91/2 (2005), pp. 1283-1290.
- [4] Liew A.G., Idris A., Samad A.A., Wong C.H.K., Jaafar M.S., Baki A.M.: *Reusability of sewage in clay bricks*, J. Mater Cycles Waste Manag 6 (2004), pp. 41-47.
- [5] Wiebusch B., Seyfried C.F.: *Utilization of sewage sludge ashes in the brick and tile industry*, Wat. Sci. Tech. 36, 11 (1997), pp. 251-258.
- [6] Tay J.H., Show K.Y.: *Resources recovery of sludge as a building and construction material – a future trend in sludge management*, W S & T, 11 (1997), pp. 259-266.
- [7] Żygadło M., Seweryn A., Woźniak M.: *Evaluation of the use of coal fly ash from municipal heat – power plant with regard to foreign experiences*, Structure and Environment, 3 (2010), pp. 40-51.

Jolanta Latosińska
Łukasz J. Orman
Norbert Radek

Odpady jako substrat do produkcji spieków ceramicznych

1. Wprowadzenie

Właściwa gospodarka z wciąż rosnącą ilością odpadów staje się wyzwaniem zarówno dla krajów rozwiniętych jak i rozwijających się. Istnieje wiele rodzajów odpadów, które można wykorzystać ponownie. Są to zarówno substancje pochodzenia organicznego np. osady ściekowe jak i nieorganicznego – szkło, tworzywa sztuczne, papier, itp. Odpady mogą powodować zagrożenie dla środowiska naturalnego oraz zdrowia ludzi i zwierząt, dlatego też właściwe metody ich przeróbki są niezbędne. Jednak technologie dostępne obecnie są często kosztowne lub powodują szereg niedogodności czy problemów tak, jak deponowanie na składowiskach. Metoda ta jest powszechna z uwagi na niski koszt, ale wymaga znacznych terenów pod inwestycje, które są coraz mniej dostępne w rejonach dużych aglomeracji. Ponad to mogą pojawić się zagrożenia związane z niekontrolowaną emisją biogazu czy skażeniem wód gruntowych odciekami. Odpady należy utylizować w taki sposób, aby umożliwić odzysk materiałowy i energetyczny. W ten sposób zmniejsza się zapotrzebowanie na surowce. Odzysk energii może odbywać się w specjalnych instalacjach do bezpośredniego spalania lub w innej technologii obróbki. Jednym z przemysłów, w którym możliwe jest wykorzystanie odpadów, jest przemysł budowlany. Analiza tego zagadnienia i wnikliwa dyskusja znajduje się w [1]. Na przykład odpady mogą być substratem w procesie produkcji materiałów ceramicznych takich jak cegły. Balgaranova i in. [2] przedstawili koncepcję wykorzystania osadów ściekowych właśnie przy wytwarzaniu cegieł. Latosińska i Żygadło [3] eksperymentalnie analizowali użycie osadów ściekowych, które – jak udowodniono w pracy – mogą stanowić substrat do produkcji kruszywa (keramzytu) w ilości 5-15% suchej masy. Wskazano, że osady zawierają znaczną ilość substancji organicznych (50-85% suchej masy) i w wyniku ich zastosowania w ceramicy tworzy się struktura porowata. Liew i in. [4] badali parametry fizyczne cegieł (kurczliwość, gęstość, wytrzymałość na ściskanie), wykonanych z dodatkiem osadów ściekowych. Zawartość wysuszonych osadów wahała się

w zakresie 10%-40% (masowo). W artykule Wiebuscha i in. [5] znaleźć można wyniki badań dla cegieł wytworzonych z dodatkiem popiołów lotnych, powstałych ze spalania osadów ściekowych. Maksymalna zawartość popiołów wynosiła 40% wagowo. Należy przy tym zaznaczyć, że dodatek osadów ściekowych może nie być korzystny z uwagi na osiągnięcie wymaganych właściwości produktów końcowych. Na przykład wykorzystanie osadów ściekowych do produkcji cegieł może powodować problemy związane z kurczliwością czy nasiąkliwością, jak pokazano na rysunku 1.

2. Wyniki badań

W celu określenia wpływu dodatku odpadowego (organicznego i nieorganicznego) na właściwości materiałowe, wytworzono spieki ceramiczne. Próbkę zawierały 100% gliny, 80% gliny i 20% popiołów lotnych jak również 80% gliny i 20% osadów ściekowych. Badane elementy miały wymiary 26 x 26 x 10 mm. Zostały one wypalone w temperaturze 850°C, dobranej na podstawie literatury. Próbkę pozostawiały w piecu przez ok. 8 godzin (w tym 1 godzina w temperaturze maksymalnej). Po procesie pozostały one w środku, aż do wychłodzenia do temperatury ok. 100°C.

Zewnętrzna powierzchnia wytworzonych spieków została poddana analizie przy użyciu mikroskopu skaningowego. Wyniki badań przedstawiają rysunki: 2a – próbka o 100% zawartości gliny, 2b – próbka z gliną i 20% zawartości osadów ściekowych, 2c – próbka z gliną i 20% zawartości popiołów lotnych. Wszystkie obrazy cechuje powiększenie 2000 razy.

Rysunek 2c ujawnia obecność elementów sferycznych w próbce. Taka struktura jest typowa dla popiołów lotnych. Wewnątrz większych sfer mogą znajdować się mniejsze. Zagadnienie to przedstawiono bardziej szczegółowo na rysunku 3b, gdzie użyto powiększenia 5000 razy. Natomiast rysunek 3a ukazuje powierzchnię przy powiększeniu 200 razy. W [7] przedstawiono szczegółową dyskusję i przegląd literatury łącznie z obrazami z mikroskopu skaningowego dla materiałów, w których produkcji użyto popiołów lotnych.

3. Analiza wyników i wnioski

Badania zgładów spieków dają pogląd na ich strukturę. W próbkach wykonanych z dodatkiem osadów ściekowych obserwuje się fazę szklaną. Oprócz tego spękania powierzchni próbek mogą sugerować większą porowatość. Może się to przekładać z jednej strony na lepsze właściwości termoizolacyjne w związku z możliwą mniejszą wartością współczynnika przewodzenia ciepła, ale z drugiej strony własności wytrzymałościowe mogą się pogorszyć. To zjawisko należy zbadać w toku dalszych prac.

Maria Nowak (Font size 10 pt Times New Roman)
Kielce University of Technology
e-mail: mmmm@tu.kielce.pl

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT (Font size 14 pt Times New Roman)

Abstract

The abstract should not exceed 10 lines. It should provide information about the objectives of the work, methods used and test results obtained in the course of the experiments/analyses.

(Font size 10 pt Times New Roman Italic)

Keywords: phrases, words (Font size 10 pt Times New Roman)

1. Introduction

The introduction should present the background of the work (font size 11 pt Times New Roman).

2. Main text

2.1. General information

The paper volume should not exceed 8 pages of A4 size with font size of 11 pt (Times New Roman). The number in square brackets [1] should be used for quotations. The paper should be sent by email to sae@tu.kielce.pl. The papers in the journal are reviewed.

2.2. Figures

Figures (in black and white or colour) should be of good quality and numbered with the sequence of their appearance in the text. They should be centered and have a caption of 10 pt size. High resolution files *.JPG, *.WMF, *.CDR, *.TIFF, *.EPS, *.BMP files should be used and inserted into the text as well as sent as separate files. 10 pt spacing should be left between the figure and the text.

2.3. Tables

Tables should be centered. Titles should be placed above the tables and written with font size of 10 pt (Times New Roman). The same applies to the text in the table (see example below).

Table 1. Title of the table.

No	table	table	table
1	table	table	table
2	table	table	table
3	table	table	table

2.4. Equations

Equations and formulas should be centered and numbered in brackets. 11 pt spacing should be left between the equation and the text above and below it.

3. Conclusions

References (*arranged in the citing order*):

- [1] Nowak M.: *Modelowanie konstrukcyjne (Structural modelling)*. Postępy Technologiczne 10 (2000), pp. 30-34.
 - [2] Zarylski R.: *Pomiary dynamiczne (Dynamic measurements)*. WNT, Warszawa 1971.
- (Font size 10 pt Times New Roman)

Maria Nowak

Tytuł w języku polskim

1. Wprowadzenie

2. Tekst artykułu

Tekst w języku polskim ma odpowiadać swoim układem wersji angielskiej, może być skrócony. Nie powinien zawierać tabel, rysunków, wzorów, a jedynie odniesienie do tych, które znajdują się w wersji angielskiej. Objętość artykułu nie powinna przekraczać 8 stron czcionką 11 (Times New Roman). Bibliografię należy umieszczać w nawiasie kwadratowym [1] i numerować w kolejności alfabetycznej. Artykuły należy przesłać na adres sae@tu.kielce.pl. Artykuły są recenzowane.

3. Wnioski

THE REVIEW PROCESS

The following requirements need to be met by the paper:

- the title should reflect the content of the paper
- the content should be within the thematic scope of the journal
- the paper should be properly and clearly divided into paragraphs
- original elements need to be part of the paper
- the research method should be properly selected
- adequate references need to be cited
- interpretation and conclusions should match the presented test results
- the paper should not contain parts indicating commercial use

